

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A.MIRA-BEJAIA



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie civil

Option: Structures

Thème

**Classification du site destiné à la réalisation d'un ensemble
promotionnel à l'EDIMCO par les essais de laboratoire et in
situ**

Réalisé par :

- **SEBBANE Zahia**
- **YAHIAOUI Nedjwa**

Devant le jury composé de :

- **Mme. Djerroud**
- **Mme. kheffache**

Encadré par :

Mme. Dj.BOUAYAD

Année universitaire: 2023/202

Dédicace

Offrir le fruit de son travail est un acte de gratitude et de reconnaissance envers ceux qui nous sont chers. C'est avec tout mon cœur que je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail.

Je dédie ce travail :

À mes parents et frères (Djouidi, Adel, Ali, Syphax, Khaled, Hanine) et mes sœurs (Houria, Celia) bien-aimés, qui ont toujours été présents pour moi, offrant un exemple remarquable de diligence et de persévérance. Votre soutien indéfectible, vos encouragements constants et votre amour inconditionnel ont été une source inépuisable de motivation et d'inspiration. Je vous remercie du fond du cœur et j'espère que ce travail saura refléter toute ma gratitude et mon admiration pour vous.

À ma chère binôme, SEBANNE Zahia, nos chemins se sont croisés, lorsque nous avons été assignés en tant binômes pour ce projet. Depuis ce jour, nous avons traversé ensemble de nombreux défis et réalisations. Ton soutien indéfectible, ta créativité débordante et ton esprit d'équipe exemplaire ont été essentiels à la réussite de nos travaux. Je tiens à te remercier sincèrement pour implication, ta patience et ton amitié.

À mes amis précieux, qui ont été une source constante de soutien et d'encouragement, de près ou de loin. Votre aide, vos conseils et vos mots gentils ont fait une grande différence dans ce voyage. Une mention copine (Nadine, Noura, Katia, Tinhinane, Nathali, Tileli, Yousra, Siham, Mouna). Chacun d'entre vous a contribué à ce travail par votre présence, votre soutien moral et vos encouragements. Merci pour votre amitié et votre générosité.

A la mémoire de notre camarade Khalissa Baar paix a son âme.

Ce travail est le fruit de nombreuses heures de labeur, de dévouement et de persévérance, mais il est avant tout le reflet de l'amour et du soutien des personnes extraordinaires qui m'entourent. À vous tous, je vous dédie ce travail avec toute ma reconnaissance et mon affection.

Nedjwa YAHIAOUI

Dédicaces

Durant tous mon parcours, j'ai pu compter sur mes proches et je n'ai jamais été seule, car j'ai reçues des encouragements de tout part. Ces personnes-là me sont chères et méritent une dédicace chaque un.

Je dédie ce travail à mes chers parents, ils m'ont toujours aidé à leur façon et ils ne m'ont jamais laissé tomber. Il était toujours là et ont exaucé le moindre de mesdésirs et ont fait leur possible pour mon bien.

Une dédicace à mes deux frères qui me sont très chers, ils font de moi leurs priorité malgré leurs emploi du temps charger, ils me trouvent toujours une place.

Mes sincères remerciements à mes deux sœurs qui m'ont toujours encouragé et souhaiter le meilleurs, qui sont mes confidents et mes meilleurs amis. Ainsi à leurs enfants mes chers neveux.

Je dédie ce travail au reste de ma famille, mes grands-parents, mes oncles et mestantes. A mes copines de chambres. Wissem avec qui j'ai partagé les plus beaux moments ainsi les moments douloureux, elle est pour moi une amie très chère. Et Nawel qui à sue me conseiller et partager la même chambre que moi. Je les considérés comme ma deuxième famille.

A ma très chère amie Messali Houda, ma seule ami avec qui j'ai partagé toutes les difficultés de mon parcours universitaire. Ont étai toujours ensemble et on a tous partager elle a su me conseiller et me remonter le morale, et m'a toujours aidé. Nous étions toujours là l'une pour l'autre.

Zahia SEBBANE

Tables des matières

Introduction général	01
Chapitre I : Classification des sols à partir des essais de laboratoire.....	02
I.1. Introduction	02
I.2. Classification des sols à partir des essais d'identification.....	02
I.2.1. Analyse granulométrique.....	02
I.2.2. Limites d'Atterberg	03
I.3. Classification des sols.....	06
I.3.1. Classification du LCPC	06
I.4. Principales caractéristiques du sol.....	08
I.4.1. Caractéristiques physiques	08
I.5. Teneur en matières organiques.....	09
I.6. Teneur en carbonate (NF P 94-048)	10
I.7. Essais mécaniques	11
I.7.1. Essai de cisaillement.....	11
I.7.1.1 à la boite	11
I.7.1.2. Essai de cisaillement à l'appareil triaxial de révolution	13
I.7.2. Essai œdométrique.....	14
I.7.2.1. Essai de compressibilité à l'œdomètre avec chargement par paliers (NF P 94-0901).....	14
I.8. Détermination des principales caractéristiques de compressibilité à l'œdomètre...	15
I.8.1. Courbe de compressibilité.....	16
I.8.2. Détermination de C_s , C_c , σ'_p , e_0 , E_{oed}	16
I.9. Conclusion.....	18
Chapitre II : Classification des sols à partir des essais in situ... ..	19
II.1. Introduction	19
II.2. Forage et sondage.....	19
II.2.1 Forage.....	19
II.2.2.Sondage.....	19
II.3. Essais mécaniques in situ	20
II.3.1. Essai par battage	20
II.3.1.1. Essais de pénétration au carottier (SPT) (norme NF P 94-116)...	20

II.3.1.2. Essais de pénétration dynamique NF P 94-114 et 115	22
II.4. Essai de pénétration statique CPT	24
II.5. Essais de pénétration statique au piezocône (CPTU) NF P 94-119	28
II.6. Essai pressiométrique (PMT)	29
II.7. La géophysique.....	38
II.7.1. Méthode sismique.....	38
II.7.2. Sismique réfraction.....	39
II.7.3. Sismique électrique.....	39
II.8. Classification des d'après RPA.....	39
II.8.1. Classification des zones sismiques.....	39
II.8.2. Classification des ouvrages selon leur importance.....	40
II.8.3. Classification des sols d'après le RPA2003.....	42
II.9. Corrélation entre les paramètres de sol.....	44
II.9.1. Corrélations entre les essais in situ.....	44
II.9.2. Valeur N (STP).....	45
II.9.3. Caractéristiques pressiométrique.....	45
a) A partir du SPT.....	45
II.9.4. Corrélations entre CPT et PMT.....	45
II.10. Corrélations entre essais in situ et les essais laboratoire.....	47
a) Corrélation entre cohésion non drainées et PMT.....	47
b) Corrélations avec les résistances au cisaillement non drainé des sols cohésifs....	47
c) La corrélation avec le rapport de surconsolidations des sols cohésifs.....	48
d) Corrélation avec le SPT (N) et CPT et D_{50}	48
e) Corrélation avec la capacité portante.....	48
II.11. Conclusion.....	49
 Chapitre III : Classification du site d'assise d'un ensemble de logement promotionnel à partir des essais de laboratoire et des essais in situ... ..	50
III.1. Introduction	50
III.2. Présentation du projet.....	50
III.3. Reconnaissance du site.....	50
III.4. Aspect géologique de la région.....	51
III.5. Résultats des sondages carottés.....	53

III.6. Essai de laboratoire.....	54
III.6.1. Analyse granulométrique.....	54
III.6.2. Les limite d'Atterberg.....	56
III.6.3. Caractéristique physique.....	57
III.6.4. Analyse chimique.....	59
III.7. Essais mécaniques.....	59
III.7.1. Essai de cisaillement.....	59
III.7.2. Essai de compressibilité à l'œdomètre.....	60
III.8. Essais in situ.....	61
III.8.1. Les essais de pénétration normalisée (Standard Pénétration Test).....	61
III.8.2. Résultats des essais pressiométrique (SP).....	63
III.8.3. Essai de pénétration statique (CPT).....	65
III.8.4. Comparaison entre les essais in situ (SPT, PMT et CPT).....	67
III.9. Corrélation entre essais in situ.....	67
III.9.1. Corrélation entre le SPT et le CPT (qc).....	67
III.9.2. Corrélation entre le CPT et PMT.....	68
III.10. Corrélation entre essais in situ et essais laboratoire.....	69
III.10.1. Corrélation entre la cohésion non drainées (Cu), qc et Pl.....	69
III.12. Conclusion.....	71
Chapitre VI : études sismique à la fraction.....	72
IV.1. Introduction.....	72
IV.2. Investigation géotechnique des sols en places.....	72
IV.3. Sismique Réfraction.....	73
IV.4. Positions géographiques des profils.....	73
IV.5. Equipements de mise en œuvre.....	73
IV.6. Acquisition des données sismiques.....	74
IV.7. Interprétation des profils sismiques.....	74
IV.8. Classification du site d'après le RPA99/2003.....	78
IV.9. Classification du site d'après le RPA 2024.....	79
IV.10. Conclusion.....	81
Conclusion général.....	82

Liste des tableaux

Tableau I.1. Classification d'un sol suivant son indice de plasticité.....	05
Tableau I.2. Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance.....	06
Tableau I.3. Classification des sols grenus (selon L.C.P.C).....	07
Tableau I.4. Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche.....	09
Tableau I.5. Qualificatif selon la teneur en matière organique.....	10
Tableau I.6. Qualificatif selon la teneur en carbonate.....	11
Tableau I.7. Effort à appliquer aux éprouvettes.....	11
Tableau I.8. L'indice de compression de différents types de sols.....	18
Tableau II.1 : détermination de la consistance d'un sol en fonction de N (SPT).....	21
Tableau II.2 : de corrélation entre N SPT et l'angle de frottement inter d'un sol.....	22
Tableau II.3: classification selon le rapport (EM/PL).....	37
Tableau II.4 : classification des sols d'après P_l et q_c	37
Tableau II.5 : Classification des ouvrages (RPA2003).....	41
Tableau II.6 : Classification des sites (RPA2003 P28).....	43
Tableau II.7: Corrélation entre pressiomètre et nombre N du SPT.....	45
Tableau II.8 : Corrélation entre pressiomètre et nombre N du SPT.....	46
Tableau II.9 : La valeur moyenne selon [VAI 14].....	46
Tableau III.1: Description lithologique de quatre sondages carottés en place.....	53
Tableau III.2 : Résultats des essais granulométriques.....	54
Tableau III.3 : Résultats des limites d'Atterberg.....	56
Tableau III.4 : Résultats teneur en eau, sèche et degré de saturation.....	58
Tableau III.5 : Résultats des analyses chimiques (exprimés en poids).....	59
Tableau III.6 : Résultats de cisaillement à la boîte.....	60
Tableau III.7 : Les résultats de l'essai de compressibilité.....	61
Tableau III.8 : Résultats du SPT obtenus par sondage N°1 et 2.....	62
Tableau III.9 : Résultats du SPT obtenus par sondage N°3 et 4.....	62

Tableau III.10 : Résultats d'essais pressiométrique SP N°1.....	63
Tableau III.11 : Résultats d'essais pressiométrique SP N°2.....	64
Tableau III.12 : Résultats d'essais pressiométrique SP N°3.....	64
Tableau III.13 : Résultats d'essais pressiométrique SP N°4.....	65
Tableau III.14 : Résultats du rapport q_c/N	67
Tableau III.15 : Résultats du corrélation entre CPT et PMT.....	68
Tableau III.16 : Résultats du rapport Pl^*/Cu et q_c/Cu	70
Tableau IV.1 : Les coordonnées UTM des profils sismique.....	73
Tableau IV.2 : Vitesses de propagation des ondes pour profil 01.....	74
Tableau IV.3 : Les vitesses de propagation des ondes pour profil 02.....	76
Tableau III.4 : Résultats des moyennes harmoniques pour les différents essais.....	78
Tableau IV.5 : Classification des sites. [RPA2024].....	79
Tableau IV.5 : Résultats de Pl_{30} et V_{s30}	80

Liste des figures

Figure I.1: Classifications des sols fins par le diagramme de casagrande.....	04
Figure I.2: Représentation des limites d'Atterberg.....	05
Figure I.3: Disposition de cisaillement rectiligne à la boîte.....	12
Figure I.4 : Exemple de détermination de C et ϕ à partir de résultats d'un essai de cisaillement direct.....	13
Figure I.5 : Appareillage d'essai de compression triaxial de révolution.....	14
Figure I.6 : Schéma d'une cellule œdométrique (Magnan, technique de l'ingénieur, 2000).....	15
Figure I.7: Coefficient de gonflement.....	16
Figure I.8 : Cas d'un sol non gonflant.....	17
Figure I.9 : Courbe de compressibilité.....	17
Figure II.1 : Schéma de principe des pénétromètres dynamiques selon NF P 94-114 et 115.....	23
Figure II.2 : Vue d'ensemble de l'essai de pénétration par cône.....	24
Figure II.3 : Estimation de la nature des sols d'après q_c et RF pour des cones/ pointe à jupe (Schemertmann 1969).....	27
Figure II.4 : Classification de Robertson.....	27
Figure II.5 : Principe de l'essai pressiométrique.....	30
Figure II.6 : Schéma du pressiomètre.....	31
Figure II.7 : Résultat brutes des mesures.....	32
Figure II.8 : Résultats corrigés.....	35
Figure III.1 : Localisation de la zone d'étude sur Google Earth.....	50
Figure III.2 : Plan d'implantation des essais sur site.....	51
Figure III.3 : Extrait de la carte géologique de Bejaia au 1/50 000e... (Rapport de sol du LNHC Bejaia).....	52
Figure III.4 : Classification des sols fins par le diagramme de Casagrande.....	57
Figure III.5 : Résistance en pointe q_c des quatre CPTs.....	66
Figure IV.1 : Localisation des profils sismiques au niveau du site.....	72

Figure IV.2 : Modèle de terrain du profil sismique N°01.....	75
Figure IV.3 : Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 1.....	75
Figure IV.4 : Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 2.....	77
Figure IV.5 : Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 2.....	77

Liste des symboles

CPT : Cône pénétration test.

CPTu : Cône pénétration test électrique.

LNHC : Laboratoire national de l'habitat et de la construction.

qc : La résistance en pointe.

Qc : force totale mesurée agissant sur le cône.

Ac : la surface totale projetée du cône.

fs : Le frottement latéral local.

Qs : la force de frottement totale agissant sur le manchon.

As : L'aire de la surface du manchon.

Rf : Rapport de frottement (%).

qa : Pression atmosphérique.

qr : Contrainte de rupture.

q0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de fondation (après travaux).

qce : Résistance de pointe équivalente.

Kc : Facteur de portance pénétrométrique.

SBT: soil behaviour type.

USCS: Unified soil classification system.

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Vs : ondes de cisaillement.

Vp : ondes de compression.

qt : la résistance en pointe corrigé.

a: Coefficient d'efficacité de la pointe.

u₂ : La pression interstitielle.

U₀ : Pression interstitielle du sol au repos.

σ_{v0} : Contrainte verticale initiale totale.

σ'_{vo} : contrainte verticale initiale effective.

B_q : le rapport de pression interstitielle normalisé.

F_r : Rapport de frottement normalisé.

Q_t : Résistance de pointe normalisée.

SC : Sondage carotté.

Ic : Indice de comportement normalisé.

Is : indice de comportement non normalisé.

qe : La résistance effective du cône.

I_B : indice de classification du comportement de sol.

P_L : pression limite.

P_0 : pression de sol au repos.

P_f : pression de fluage.

V_0 : volume initial de sol au repos.

V_m : volume moyenne de sol.

$\Delta V/\Delta P$: l'inverse de la pente de la partie linéaire de la pente.

v: coefficient de poisson.

E : module de Young.

E_p : module pressiometrique.

G : module de cisaillement.

C_u : cohésion non drainée.

ϕ : l'angle de frottement.

β : coefficient d'indentification des sols.

P_m : la pression moyenne de sol.

PL_e^* : la pression limite nette équivalente.

De : hauteur d'encastrement équivalente.

P_{Le} : pression limite nette.

K_p : facteur de portance pressiometrique.

K : facteur de compressibilité.

Introduction générale

La réalisation des ouvrages de Génie Civil requiert au préalable la caractérisation du sol en place au in situ. Cette caractérisation peut s'effectuer soit avec des essais in situ, soit avec des essais de laboratoire, soit avec les deux types d'essais.

Les essais in situ et en laboratoire permettent de déterminer les paramètres physiques et mécaniques des sols. Ces essais nécessitent préalablement de réaliser des sondages en divers points du terrain étudié. Cependant, en raison de l'hétérogénéité des sols (qui sont rarement homogènes), la détermination des paramètres physiques, mécaniques, de déformation et de perméabilité à chaque point devient complexe et coûteuse. C'est dans ce contexte que l'on utilise les corrélations, afin de compléter les informations manquantes ou même de vérifier les résultats expérimentaux obtenus en laboratoire ou in situ.

Notre travail consiste, d'une part, à étudier le site d'assise d'un ensemble de logements promotionnels, sis au lieu-dit EDIMCO (wilaya de Bejaia), en classifiant le sol à partir des essais de laboratoire et in situ. Puis l'analyse, d'autre part, des corrélations entre les caractéristiques obtenues en laboratoire et in situ des différentes formations observées sur le site d'étude.

Notre travail est structuré en quatre chapitres : la première traite la classification des sols à partir des essais en laboratoire, suivi d'un deuxième chapitre qui aborde la classification des sols à partir des essais in situ. Le troisième chapitre présente la classification du site étudié à partir des essais de laboratoire et in situ. Il inclut également l'interprétation des résultats de certaines corrélations entre les essais de laboratoire et les essais in situ. Le dernier chapitre se concentre sur l'étude géotechnique préliminaire réalisée sur le site pour mieux connaître les conditions du sol avec une campagne de sismique réfraction. Enfin, cette étude se termine par une conclusion générale où nous avons synthétisé l'ensemble des résultats obtenus.

CHAPITRE I

classification des sols à partir des essais de laboratoire

classification des sols à partir des essais de laboratoire

I.1.Introduction

La classification des sols est essentielle en géotechnique et en génie civil, car elle permet de déterminer les propriétés et le comportement des sols dans diverses conditions de chargement. Les essais de laboratoire jouent un rôle fondamental dans cette classification, en fournissant des données précises et reproductibles sur les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Cette caractéristique présente les principaux essais de laboratoire utilisés pour la classification des sols, ainsi que quelques corrélations entre ces différents essais.

I.2.Classification des sols à partir des essais d'identification

I.2.1.Analyse granulométrique par tamisât

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur des grains d'un matériau et le pourcentage des grains de chaque grosseur. L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

Les masses des différents refus ou celles des différents tamisats sont rapportées à la masse initiale du matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique).

Expression des résultats et rapport d'essai

La relation entre le pourcentage de la masse de matériau sec passant à chaque tamis (le tamis) et la dimension d'ouverture de ce tamis est représentée par les résultats de l'essai.

On calcule d'abord le pourcentage massique de refus r à chaque tamis de la colonne :

$$r = \frac{R}{M_s}$$

Le pourcentage en masse du matériau sec du tamisât (passant ρ) au tamis considéré :

$$\rho = 100 - r \times \left(1 - \frac{R}{M_s}\right)$$

R : La masse des refus cumulés de matériau sec au tamis d'ouverture d considéré M_s :

M_s : La masse totale initiale de l'échantillon de sol sec.

Analyse granulométrique par sédimentation selon la norme NF P 94-057

L'analyse granulométrique par sédimentométrie permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à $80\mu\text{m}$) d'un sol en fonction de leurs dimensions donc elle complète l'analyse par tamisage.

La séparation par décantation consiste à déterminer les diamètres équivalents des particules sphériques en fonction de leur vitesse de chute dans un environnement visqueux afin d'obtenir le tracé d'une courbe Granulométrique pour des particules inférieur à $0,08\text{mm}$.

Dans un liquide au repos, des grains de diamètres différents sédimentent à des vitesses différentes. La sédimentométrie se base sur la loi de Stokes exprimant la relation entre la vitesse limite de sédimentation (v) et le diamètre (D) d'une particule solide sphérique. En l'appliquant à des grains de forme quelconque, on n'obtiendra que des diamètres équivalents.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie n'est donc applicable qu'aux particules plus petites que 0.080 mm . D'autre part, les particules d'une certaine grosseur peuvent entraîner mécaniquement dans leur chute des particules plus fines. Cet effet perturbateur ne semble pas encore avoir été quantifié.

I.2.2.Limites d'Atterberg selon la Norme NFP 94-051

Les limites d'Atterberg sont définies par, qui établit les limites de liquidité à la coupelle et de plasticité au rouleau.

Les limites d'ATTERBERG représentent des niveaux d'eau restreints qui marquent la transition entre deux états de consistance d'un sol cohérent. Par conséquent, on peut identifier trois états différents dans la consistance des argiles : liquide, plastique et solide.

L'évolution d'un état à l'autre est très lente, c'est pourquoi toute tentative de déterminer la frontière entre deux états implique une part d'arbitraire. En général, on utilise les limites établies par Atterberg et déterminées par Casagrande.

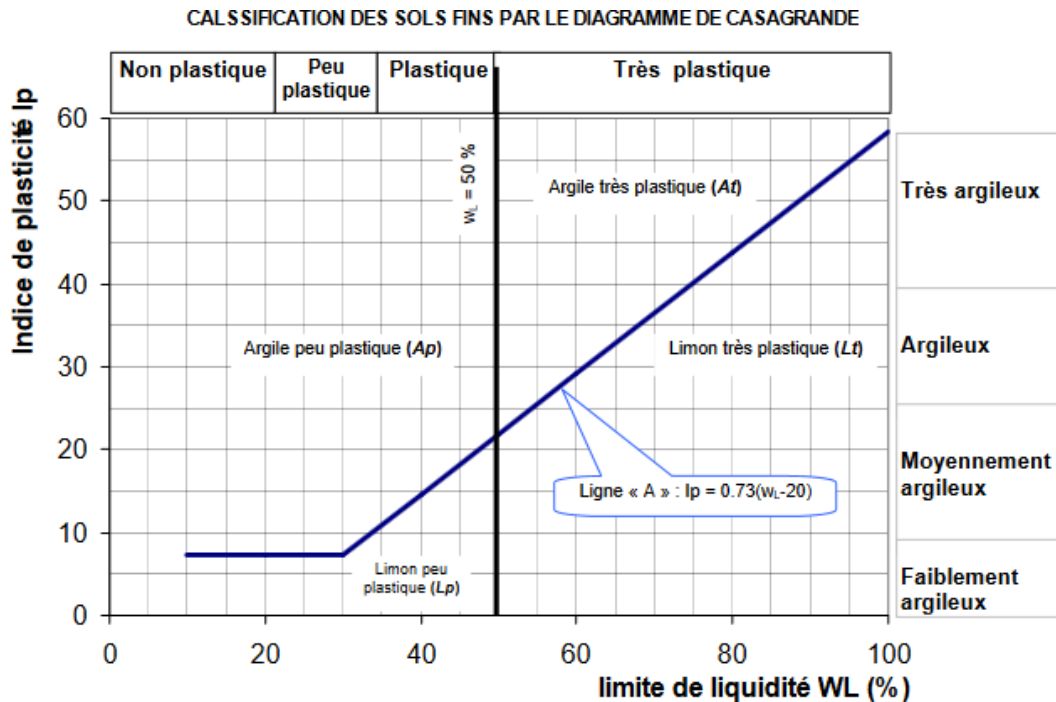


Figure I.1. Classifications des sols fins par le diagramme de Casagrande. [2]

La limite de liquidité (W_L)

La limite de liquidité correspond à la quantité d'eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. On l'établit traditionnellement comme la valeur de la teneur en eau. En pourcentage, on peut mesurer la fermeture d'une rainure de dimensions normalisées sur une longueur de 1 cm après 25 chocs. Applique en utilisant l'appareil de Casagrande.

Elle est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples :

$$W_L = W \times \left(\frac{N}{25}\right)^{0.121}$$

W_L : Limite de liquidité

W : teneur en eau de l'échantillon

N : Nombre de coupe

La limite de plasticité (W_P) : on la définit comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. Elle varie de 0% à 100%, mais elle demeure généralement inférieure à 40%.

$$W_P = W_L - I_P$$

Indice de plasticité (I_p) : selon les normes française (NF P 94-051), (NF P 94-011) correspond à la différence entre les limites de liquidité et de plasticité, cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$I_p = W_L - W_p$$

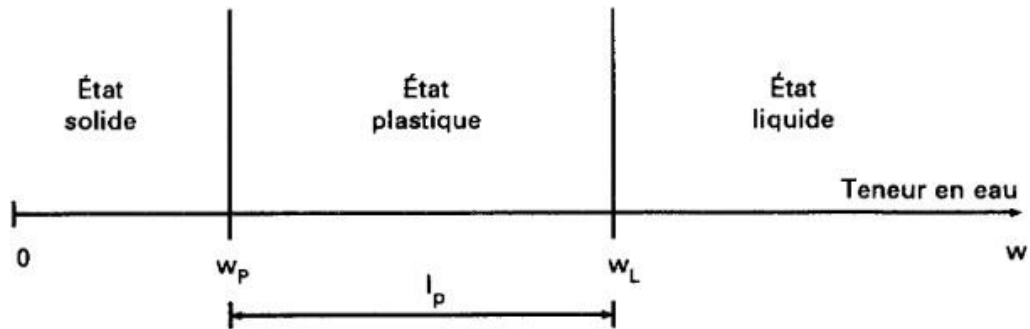


Figure I.2. Représentation des limites d'Atterberg. [3]

Tableau I.1 : Classification d'un sol suivant son indice de plasticité. [NF P 94-011]

I_p (%)	Degré de plasticité
$I_p \leq 12$	non plastique
$12 < I_p \leq 25$	peu plastique
$25 < I_p \leq 40$	Plastique
$I_p > 40$	très plastique

Indice de consistance (I_c) : selon la norme (NF P 94-011) rapport défini par la formule suivant :

$$I_c = \frac{W_L - \mathcal{W}}{W_L - W_p} = \frac{W_L - \mathcal{W}}{I_p}$$

Tableau I.2: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance. [NF P 94-011]

Consistance des limons et argiles	I_c (%)
Très mou	< 0.25
Mou	0.25 à 0.50
Ferme	0.50 à 0.75
Très ferme	0.75 à 1.00
Dur	>1.00

I.3. Classification des sols

La classification des sols permet de former des groupes de sols présentant des caractéristiques similaires. Grâce à cette classification, il est possible d'identifier les sols et donc d'obtenir une idée de leurs comportements mécaniques en effectuant des essais tel que l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, la teneur en eau, la masse volumique, l'indice de densité, etc.

I.3.1. Classification du LCPC

La classification des sols se base sur trois grandes catégories principales :

- Les sols grenus : plus de 50 % des éléments de diamètre > 80 µm,
- les sols fins : plus de 50 % des éléments de diamètre ≤ 80 µm,
- Les sols organiques dont la teneur en matière organique est > à 10 %.
- **Sols grenus :**

Pour les sols granulaires ou grenus, la classification se fait en fonction de l'analyse granulométrique et des limites d'Atterberg, mais en se concentrant uniquement sur la fraction fine du sol, comme indiqué dans le tableau ci-après.

Tableau.I.3 : Classification des sols grenus (selon L.C.P.C). [4]

Définitions		Symboles	Conditions	Désignation géotechnique	
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0.08mm Ont un diamètre > 2 mm	Moins de 5 % d'élément < 0.08 mm	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ Et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Grave propre bien graduée	
		Plus de 12 % d'éléments < 0.08 mm	GL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig.2)	Grave limoneuse
		Moins de 5 % d'élément < 0.08 mm	Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal gradué
		Plus de 12 % d'éléments < 0.08 mm	GA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0.08 mm ont un diamètre < 2 mm	Moins de 5 % d'élément < 0.08 mm	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Sable propre bien gradué	
		Plus de 12 % d'élément < 0.08	SL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
		Moins de 5 % d'élément < 0.08 mm	Sm	— Une des conditions de Sb non satisfaire	Sable propre mal gradué
		Plus de 12 % d'élément < 0.08	SA	Limite d'Atterberg de la ligne A	Sable Argileux
Lorsque 5 % < % inférieur à 0.08 mm < 12 on utilise un double symbole					

Sols fins :

La classification des sols fins repose sur les critères de plasticité basés sur les limites d'Atterberg. Cela est illustré dans le diagramme de plasticité présenté sur la figure I.01. En fonction de la position sur le diagramme du point représentatif, dont l'abscisse correspond à la limite de liquidité (W_L) et l'ordonnée à l'indice de plasticité (I_p), six catégories principales sont définies :

- les limons très plastiques (LT)
- les limons peu plastiques (LP)
- les argiles très plastiques (AT)
- les argiles peu plastiques (AP)
- les sols organiques très plastiques (OT)
- les sols organiques peu plastiques (OP)

I.4. Principales caractéristiques du sol

Les principales caractéristiques d'un sol sont :

Caractéristiques physiques

Le but est de déterminer certains paramètres liés aux différentes proportions dans lesquelles les composants du sol sont présents.

La teneur en eau W : (Norme NF P 94-050)

Mesure de la teneur en eau (W) afin de déterminer la quantité d'eau existante dans le sol naturel (échantillon), Elle est déterminée comme étant le rapport du poids de l'eau au poids des grains solides d'un certain volume de sol, elle est exprimée en pourcentage. [5]

$$W = \frac{M_w}{M_s} \times 100 (\%)$$

M_w : la masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage dans le sol (échantillon).

M_s : masse des grains solides du sol (échantillon).

Poids volumique sec (γ_d) : le poids sec de l'échantillon présent dans un volume donné, généralement exprimée en g/cm^3 . Il est donnée par

$$\gamma_d = \frac{P_{sec}}{V_t}$$

P_{sec} : Poids des solides du sol (KN)

V_t : Volume totale de l'échantillon de sol (m^3).

Tableau.I.4 : qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche. [NF P 94-011]

Etat	Masse volumique γ_d (t/m ³)
Peu dense	$\gamma_d < 1.600$
Dense	$1.600 < \gamma_d < 1.800$
Très dense	$\gamma_d > 1.800$

Poids volumique humide (γ_h) : est la somme des poids des particules solides et de l'eau d'un volume unité de sol, il est donné par :

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V} = \frac{(W_w + W_s)}{V_t}$$

W_w : Poids d'eau contenu dans l'échantillon de sol.

W_s : Poids des grains solides contenus dans l'échantillon de sol.

V_t : Volume total de l'échantillon de sol.

On peut déterminer aussi γ_h à partir γ_d par l'équation suivante :

$$\gamma_h = \gamma_d * (1 + W)$$

Degré de saturation (S_r)

Il indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau, il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides, il s'exprime en pourcentage :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100(\%) \quad \begin{cases} 0 \text{ pour un sol sec} \\ 100\% \text{ pour un sol saturé} \end{cases}$$

V_w : Le volume de l'eau dans l'échantillon.

V_v : Volume des vides dans l'échantillon.

I.5. Teneur en matières organiques

Les sols sont fortement influencés par la présence de matières organiques, ce qui remet en question leur stabilité volumique dans le temps. Les types de sols organiques incluent les vases, les tourbes, les alluvions récentes et la terre végétale.

La mesure du taux de matières organiques (OM) peut être effectuée soit par analyse chimique (Norme NF P 94-055), soit par calcination (norme NF P 94-047). Un sol peut être qualifié d'organique lorsque la quantité de matières organiques dans son poids dépasse $MO > 3\%$. Plus de 10% de MO, le sol est considéré comme étant très organique.

L'utilisation de l'essai Von Post (conformément à la norme NF P 94-058) permet d'évaluer l'état de dépôt des matières organiques. Cela concerne les sols qui renferment plus de 10 % de MO. [1]

Tableau.I.5. Qualificatif selon la teneur en matière organique. [NF P 94-011]

Teneur en matières organiques %	Qualificatif
$C_{MO} \leq 3$	non organique
$3 < C_{MO} \leq 10$	faiblement organique
$10 < C_{MO} \leq 30$	moyennement organique fibreuse -à matière organique amorphe -à matière organique semi-
$C_{MO} > 30$	très organique fibreuse - à matière organique fibreuse -à matière organique amorphe - à matière organique semi- -à matière organique fibreuse

Teneur en carbonate : (NF P 94-048)

Cette expérience vise à évaluer et mesurer de manière traditionnelle le pourcentage de la fraction carbonatée, comme le carbonate de calcium ($CaCO_3$), présente dans un sol, une roche ou bien un matériau.

Grâce à cette concentration en carbonate, il est possible de repérer les matériaux carbonatés (calcaires, marnes...) et de différencier les sols marneux des sols argileux, dont le comportement géotechnique diffère considérablement. Plus précisément, ce facteur joue un rôle essentiel dans la différenciation des sols marneux des sols argileux, qui présentent souvent une apparence similaire, et pour identifier les catégories traditionnelles de sols à prendre en compte lors de dimensionnement des fondations. L'essai vise à mesurer la quantité de CO_2 qui émerge lorsque l'acide chlorhydrique dilué est appliqué à un échantillon de sol contenant du carbonate. [1]

Tableau I.6. Classification de la teneur en carbonate. [NF P 94-011]

Teneur en carbonates (%)	Qualificatif
$0 \leq Cca < 10$	Non marneux
$10 \leq Cca < 30$	Faiblement marneux
$30 \leq Cca < 70$	Marneux
$70 \leq Cca < 90$	Calcaro-marneux
$90 \leq Cca < 100$	Calcareux, crayeux

I.6. Essais mécaniques

I.6.1. Essai de cisaillement

- **à la boîte** : (NF P 94-071) L'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande est le plus ancien pratiqué en mécanique des sols. Il est surtout utilisé pour les sols grenus. L'appareil comporte deux demi-boîtes rigides qui peuvent coulisser l'une sur l'autre imposant ainsi un plan de cisaillement à la boîte est destiné aux essais de cisaillement rectiligne, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. La mesure de σ et de τ à la rupture, déterminée sur trois ou quatre éprouvettes de même échantillons permet de tracer la droite de COULOMB d'équation générale $\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$, le cisaillement des éprouvettes s'effectue à la même vitesse, mais à des charges verticale N différentes.

Selon le niveau des contraintes, les valeurs de la charge verticale N sont déterminées par le niveau des contraintes. Les valeurs par défaut proposées par la norme et rappelées dans le tableau sont utilisées. Dans ce tableau, σ'_{v0} représente la contrainte verticale effective qui agit sur le sol en place avant son prélèvement, tandis que A correspond à la section de l'éprouvette.

Tableau.I.07. Effort à appliquer aux éprouvettes. [1]

σ'_{v0}	< 100 KPa	>100 KPa
N/A	50 KPa	$0.5 \sigma'_{v0}$
	100KPa	σ'_{v0}
	200KPa	$2 \sigma'_{v0}$

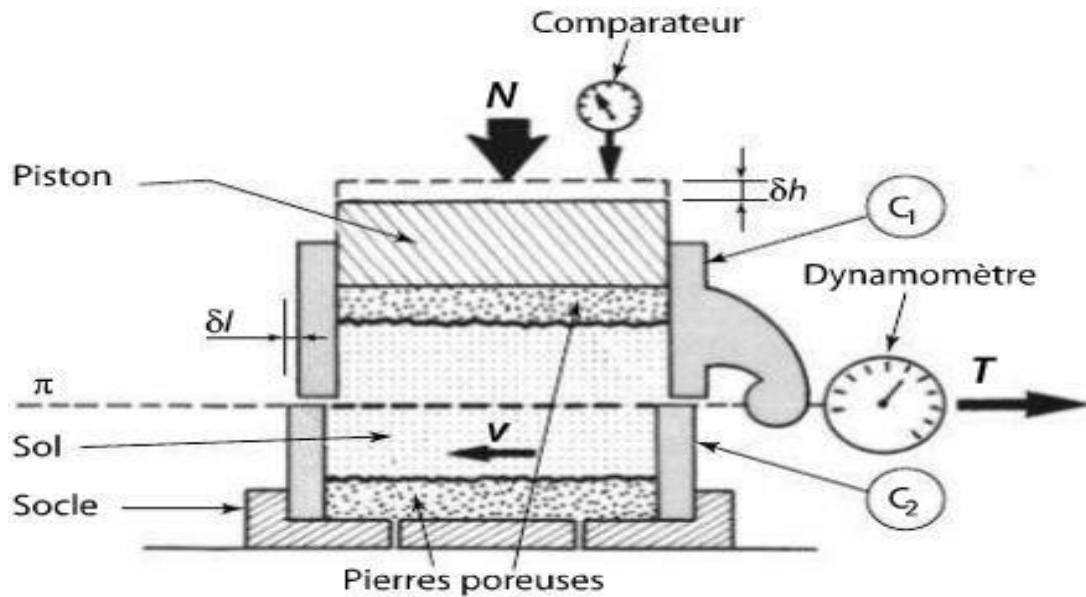


Figure I.3. Disposition de cisaillement rectiligne à la boîte. [1]

➤ **La cohésion (C)**

C'est la résistance du sol au cisaillement sous une contrainte normale, quelle que soit la contrainte normale. Les liaisons physico-chimiques qui peuvent exister entre les grains et qui sont formées par la cimentation sont responsables de la résistance propre de la structure. Les sables n'ont pas de cohésion, car ils ne possèdent pas de telles connexions. Par ailleurs, elle apparaît dans les sables humides ou légèrement cimentés, à cause des ménisques d'eau qui se trouvent aux points de contact entre les grains, ce qui entraîne une certaine adhérence entre ces derniers, qui décline avec l'augmentation de la teneur en eau du sable. Les sols cohérents présentent une cohésion assez élevée, surtout dans les sols fortement consolidés. Toutefois, celle-ci s'évanouit dès que les liaisons sont cassées par le cisaillement, ce qui correspond approximativement au maximum de la courbe de rupture.

➤ **L'angle de frottement (ϕ)**

L'angle de frottement est le degré de résistance d'un sol au cisaillement à un effort normal. C'est généralement mesuré sur des échantillons en laboratoire par l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande ou par l'appareil triaxial (essai de compression sur une éprouvette cylindrique sous pression de confinement spécifique).

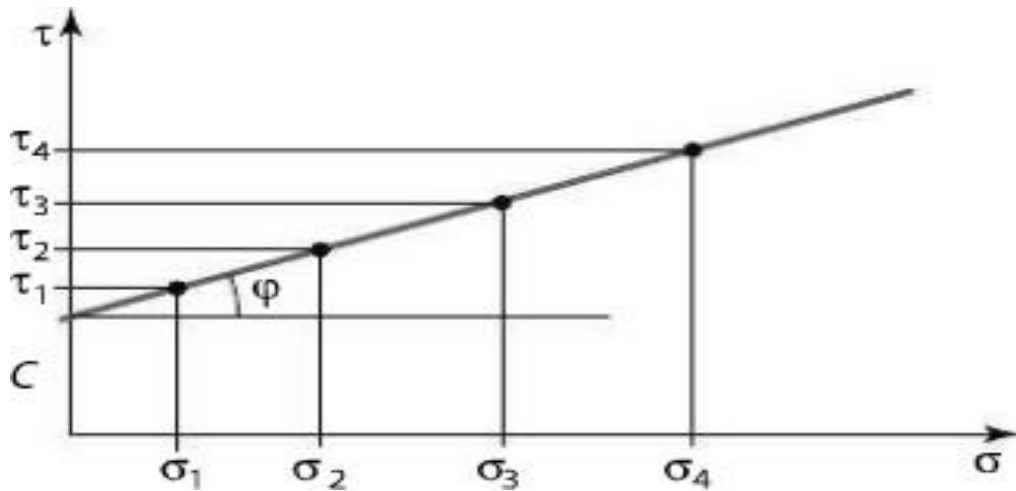


Figure I.4. Exemple de détermination de C et φ à partir de résultats d'un essai de cisaillement direct. [1]

➤ Essai de cisaillement à l'appareil triaxial de révolution

L'essai de cisaillement à l'appareil triaxial est une méthode d'essai couramment utilisée pour caractériser le comportement mécanique des sols en compression. Cet essai consiste à soumettre une éprouvette de sol cylindrique, consolidée ou non, à des contraintes de compression jusqu'à ce qu'elle atteigne la rupture.

L'éprouvette est placée dans une cellule triaxiale qui permet d'appliquer une contrainte de confinement isotrope autour de l'échantillon. L'éprouvette a généralement un élancement (hauteur/diamètre) proche de 2. Elle est entourée d'une membrane élastique et étanche, qui épouse parfaitement sa forme.

Les faces inférieure et supérieure de l'éprouvette sont en contact avec des disques drainants, ce qui permet de contrôler les conditions de drainage pendant l'essai (essai non drainé, partiellement drainé ou totalement drainé).

Cet essai triaxial est normalisé par les normes françaises NF P 94-070 pour les principes généraux, et NF P 94-074 pour les caractéristiques de l'appareillage et les modalités de préparation et de réalisation de l'essai. Il permet d'obtenir des informations essentielles sur les paramètres de résistance au cisaillement du sol (cohésion, angle de frottement interne) ainsi que sur son comportement mécanique sous contraintes.

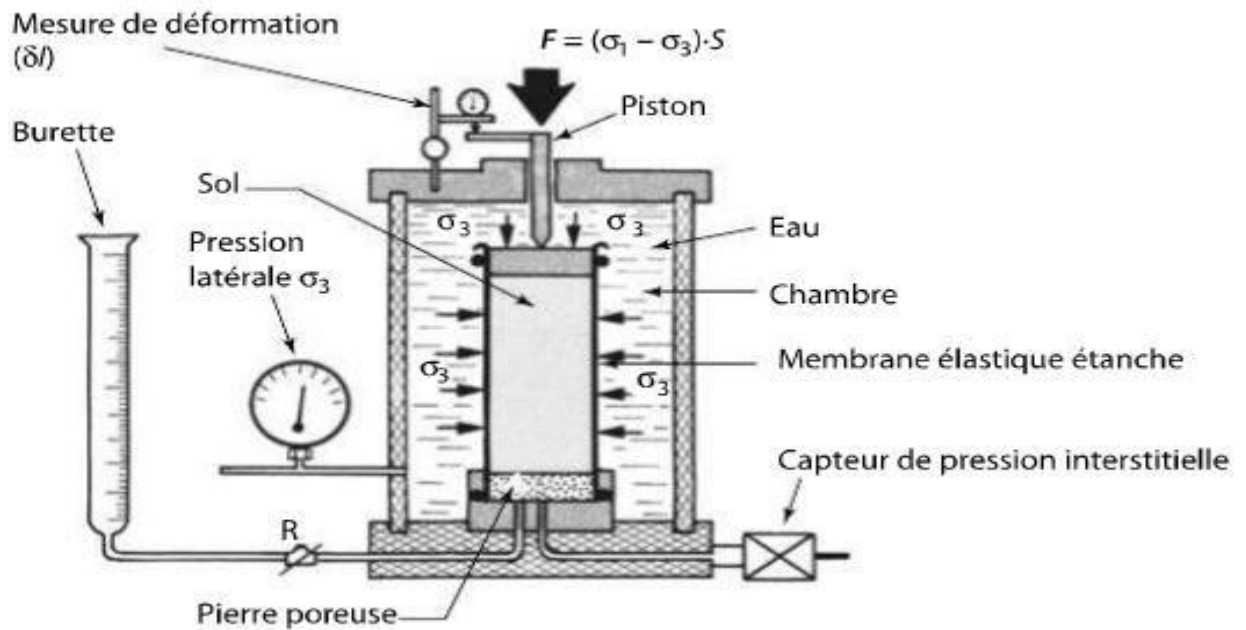


Figure.I.5. Appareillage d'essai de compression triaxial de révolution. [1]

I.6.2. Essai œdométrique

I.5.2.1. Essai de compressibilité à l'œdomètre avec chargement par paliers

Essai de compressibilité à l'œdomètre : (selon la norme NF P 94-090-1)

L'essai de compressibilité à l'œdomètre est considéré comme un essai fondamental pour évaluer le comportement de compression des sols. Cet essai se base directement sur la théorie de la consolidation des sols et permet d'estimer l'amplitude et l'évolution des tassements des ouvrages

Plus précisément, l'essai de chargement par palier (normalisé par la norme XP P 94-090-1) consiste à soumettre un échantillon de sol cylindrique, placé dans un œdomètre, à une série de paliers de chargement ou de déchargement à l'aide d'un dispositif mécanique ou pneumatique.

Lors de cet essai, on mesure les variations de hauteur de l'échantillon en fonction du temps, à la fin de chaque palier de 24 heures en moyenne (48 heures pour les argiles raides). Ces données permettent de tracer la courbe de compressibilité ou de consolidation de l'échantillon, qui représente l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte appliquée.

L'essai œdométrique est basé sur la compression unidirectionnelle de l'échantillon,

maintenu latéralement par les parois rigides de la cellule. Cela permet de se rapprocher des conditions de compression d'un sol in-situ, où les déformations latérales sont négligeables.

L'exploitation des résultats de cet essai fondamental fournit les paramètres de compressibilité et de consolidation du sol étudié, essentiels pour estimer les tassements prévisibles des ouvrages.

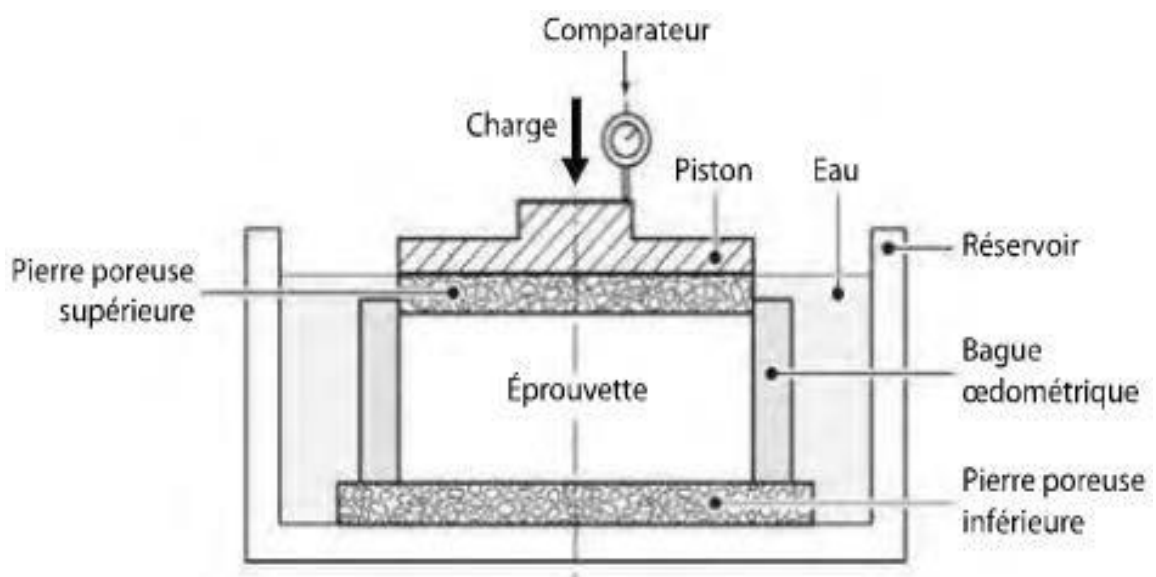


Figure I.6. Schéma d'une cellule œdométrique (Magnan, technique de l'ingénieur, 2000). [1]

Détermination des principales caractéristiques de compressibilité à l'œdomètre

Courbe de compressibilité :

La courbe de compressibilité est la courbe continue qui relie les points expérimentaux représentés dans le diagramme $(e(n), \lg \sigma_v(n))$ en échelle semi-logarithmique, $e(n)$ étant l'indice des vides de l'éprouvette à la fin du palier de chargement sous $\sigma_v(n)$.

La courbe donnant la variation de hauteur de l'éprouvette à partir de sa hauteur initiale H_i est éventuellement corrigée à partir de la courbe d'étalonnage du dispositif de mesure :

$$\Delta H_c = H_i - H - \Delta H_e$$

Détermination de C_s , C_c , σ'_p , e_0 , E_{oed} :

- C_s : est la pente de la droite DL. Cette pente est définie comme la valeur absolue de la variation de l'indice des vides e pour un module de l'échelle logarithmique :

$$C_s = \nabla e / \Delta(\log \sigma'_v)$$

- **L'indice de compression C_c** : c'est la pente de la partie finale de la courbe BC il traduit la compression du sol en phase de chargement.

$$C_c = \nabla e / \Delta(\log \sigma'_v)$$

- **La contrainte de reconsolidation σ'_p** qui est la plus grande pression effective à laquelle a été soumis l'échantillon de sol au cours de son histoire. On la détermine par le point intersection des droites DL et MN. Dans le cas d'échantillon de sol fortement remaniés par le prélèvement, la détermination de cette contrainte de préconsolidation est parfois sujette à caution.

Cas un sol gonflant : on charge le sol jusqu'à sa contrainte de préconsolidation σ'_p , puis on le décharge pour le recharger de nouveau jusqu'à une contrainte dépassant $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$. Le déchargement final se fait sans palier.

L'indice de gonflement C_g : c'est la pente de la partie initiale de la courbe, traduit le gonflement du sol au cours du déchargement.

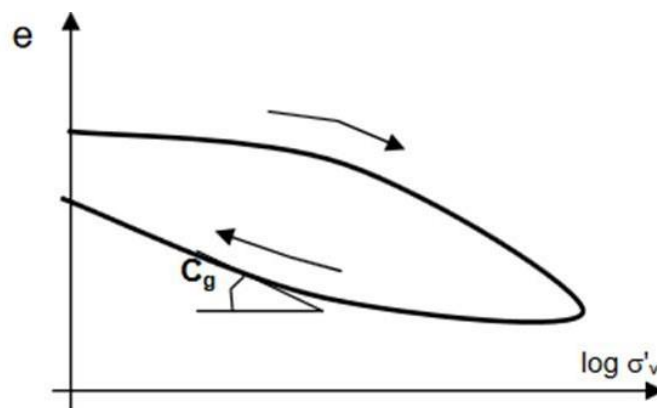


Figure I.7. Coefficient d gonflement. [2]

Cas un sol non gonflant : on charge le sol jusqu'à sa contrainte de préconsolidation σ'_p , puis on le décharge pour le charger de nouveau jusqu'à une contrainte dépassant $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$, le déchargement final se fait sans paliers.

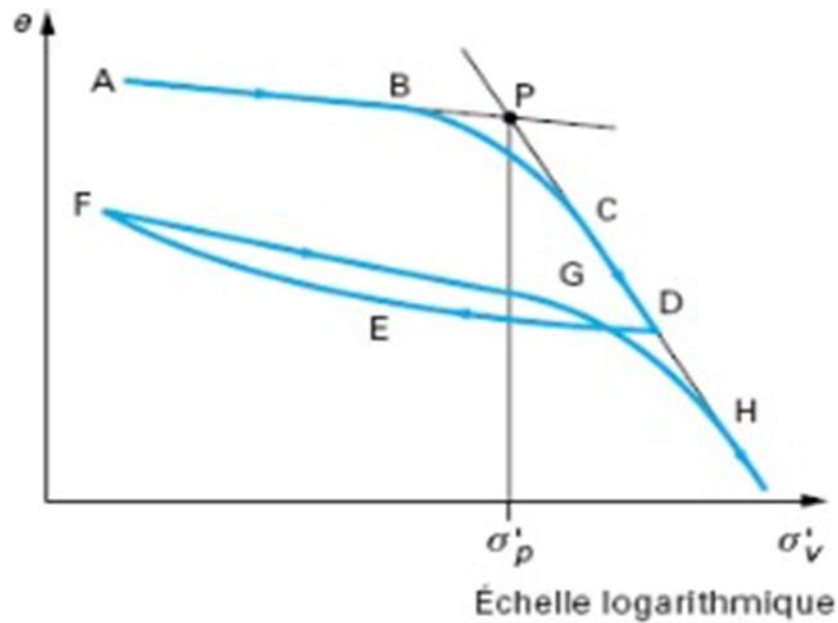


Figure I.8. Cas d'un sol non gonflant. [2]

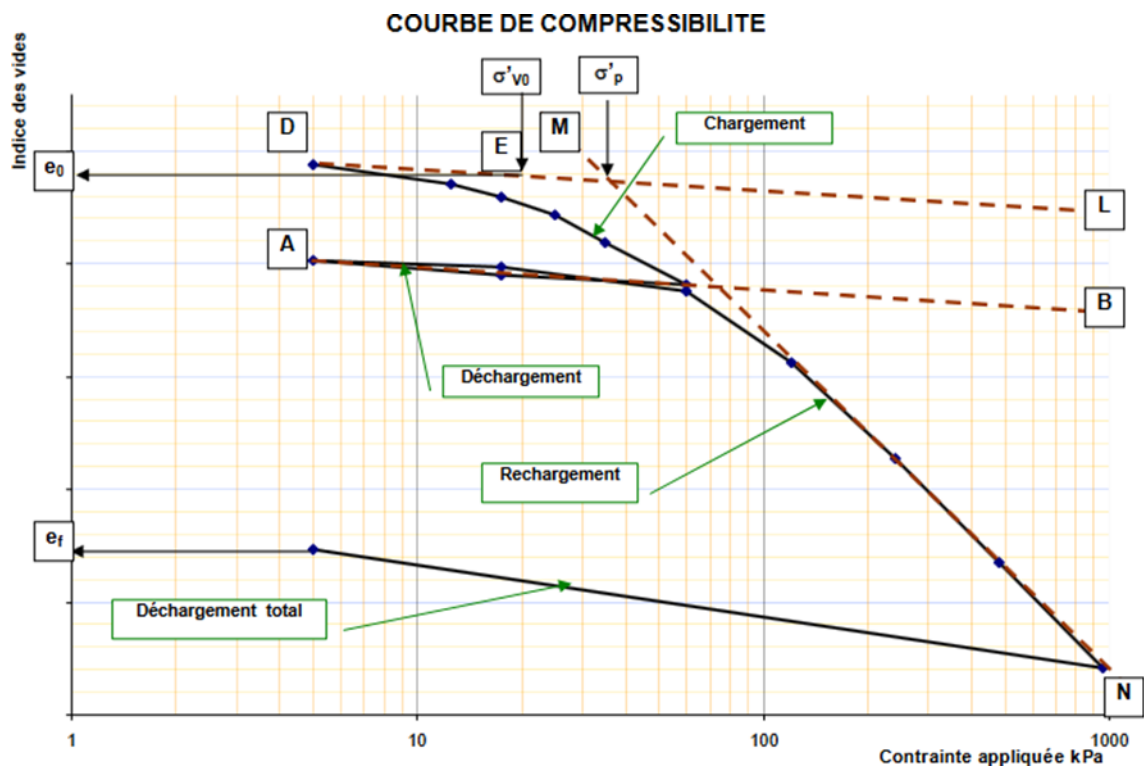


Figure I.9. Courbe de compressibilité. [2]

Tableau I.8: l'indice de compression de différents types de sols. [1]

Type de sol	Compressibilité	Ordre de grandeur de C_c
Sable	Incompressible	$0.01 < C_c < 0.02$
	Très peu compressible	$0.02 < C_c < 0.05$
	Peu compressible	$0.05 < C_c < 0.10$
Argile raide (kaolinites)	Moyennement compressible	$0.10 < C_c < 0.25$
Argile moyenne (illites)	Assez fortement compressible	$0.25 < C_c < 0.30$
	Très compressible	$0.30 < C_c < 0.80$
Argile molle (montmorillonite)	Extrême compressible	$0.80 < C_c < 2.20$

I.7. Conclusion :

La classification des sols à partir des essais de laboratoire est une étape importante dans la caractérisation des propriétés des sols. Elle permet de mieux comprendre le comportement des sols lors de leur utilisation dans les projets de construction ou d'infrastructures.

L'exploitation des résultats des essais de laboratoire, selon des systèmes de classification tels que le Système LCPC, permet de classer les sols en différents groupes en fonction de leurs caractéristiques. Cette classification est essentielle pour guider le choix des techniques de construction et de fondation les plus adaptées.

CHAPITRE II

classification des sols à partir des essais in situ

classification des sols à partir des essais in situ

II.1. Introduction

L'étude et la caractérisation du sous-sol sont essentielles pour la conception et réalisation de tout projet de construction. Les ingénieurs et géologues disposent de plusieurs essais à leur disposition, notamment les essais in situ comme les sondages et les essais de pénétration, qui permettent d'obtenir des données directes sur les propriétés des sols et des roches, mais peuvent s'avérer coûteux et ponctuels. Les méthodes géophysiques, telles que la sismique réflexion ou la prospection électrique, offrent quant à elles une vision plus globale et continue des formations géologique, bien que nécessitant une interprétation soignée et la corrélation entre ces différentes technique constituent une approche puissante pour caractériser efficacement les conditions du sol, sujet qui sera développé dans ce chapitre.

II.2. Forage et sondage

II.2.1 Forage

Le forage géotechnique est une technique d'exploration et d'investigation du sol, utilisée dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Il consiste à partir de sondages réalisés dans le terrain, afin d'étudier les caractéristique physiques, mécaniques et hydraulique du sol.

- **Les principaux objectifs du forage géotechnique sont :**
- Déterminer la nature, la stratification et les propriétés des couches de sol et de roche présentes.
- Identifier la profondeur et l'épaisseur des différentes couches.
- Mesurer les caractéristiques comme la résistance, la compressibilité, etc.
- Réaliser des essais en place pour évaluer le comportement du terrain.
- Prélever des échantillons pour des analyses en laboratoire. [1]

II.2.2. Sondage

Un sondage géotechnique est une opération d'investigation du sous-sol réalisée à d'obtenir des informations sur la nature, la structure et les propriétés mécaniques du terrain

- **Les principales caractéristiques du sondage géotechnique sont :**
- Réalisation d'un trou vertical dans le sol, généralement à l'aide d'une foreuse spécialisée.
- Prélèvement d'échantillons d sol et/ ou d roche à différentes profondeurs.

- Mesures des paramètres géotechniques comme la résistance, la compacité, la perméabilité, etc.

- Analyse des informations recueillies pour établir un profil géologique

Les sondages géotechniques permettent d'obtenir des données essentielles pour :

- Caractériser la nature et les propriétés des terrains in place
- Identifier les couches de sol et de roche ainsi que leur profondeur
- Evaluer la portance et la stabilité du sol pour le dimensionnement des fondations.
- Déterminer les paramètres de conception des ouvrages de génie civil. [1]

II.3. Essais mécaniques in situ

II.3.1. Essai par battage

Les essais par battage sont des techniques couramment utilisées pour évaluer les propriétés mécaniques des sols, notamment leur résistance et leur capacité portante. Ils consistent à enfoncer un pieu ou un tube dans le sol en appliquant une série de coups de masse à une fréquence et à une énergie déterminée. Ces essais permettent de recueillir des informations sur la résistance du sol en mesurant la pénétration du pieu par coup. Plus le sol est résistant, moins le pieu s'enfoncera à chaque coup. Les données obtenues à partir de ces essais sont essentielles pour mesurer la capacité portante de sol, garantissant ainsi leur stabilité et leur sécurité. De plus, les essais par battage peuvent être réalisés in situ, offrant une représentation précise des conditions du sol sur le site de construction. [1]

II.3.1.1. Essais de pénétration au carottier (SPT) (norme NF P 94-116)

Principe

L'essai SPT, également connu sous le nom de Test de pénétration standard, est une technique géotechnique qui permet de tester le sol in place et de collecter des données sur ses caractéristiques. Il implique l'emploi d'un carottier standardisé qui est appliqué au fond d'un forage préalable. Cet essai vise à évaluer la résistance à la pénétration dynamique du carottier et à obtenir un échantillon modifié du sol. En effectuant cette expérience, il est possible de mettre en relation la résistance à la pénétration avec les caractéristiques et la variabilité des sols.

L'essai de pénétration au carottier consiste à :

- Enfoncer dans le sol par battage un carottier à partir du fond d'un forage aux parois stabilisées .après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15 cm, Noter le nombre de coup du mouton, « N », nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol d'une hauteur de 30 cm.
- L'enfoncement d'essai: Le carottier est enfoncé de deux fois, 15 cm sous l'effort de N1 puis N2 coups de de mouton. Le nombre $N=N1+N2$ est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard).
- L'essai peut être arrêté si le nombre total d coups atteint 50($N=50$)

Exploitation des résultats

Les éléments nécessaires exploitables de l'essai SPT sont :

- Les valeurs de N0 (enfoncement d'amorçage), N1 et N2.
- La description du sol récupéré.
- La longueur de l'échantillon.

Interprétation des résultats

La valeur N obtenue est utilisé pour évaluer la densité ou la consistance du sol. Une valeur N élevé indique un sol dense ou cohésif, tandis d'une valeur N faible indique un sol meuble ou peu cohésif [6]

Tableau II.1 : détermination de la consistance d'un sol en fonction de N (SPT) [1]

- Sables

Etat de compacité relative en place	Indice N (SPT) (coups/0,3 m)
Très lâche	0-4
Lâche	4-10
Compact	10-30
Dense	30-50
Très dense	50 et plus

- Argiles et limons

Classes de sols	P_{LM}	q_c	q_d	N (SPT)
Très mous	≤ 0.3	≤ 1	≤ 1	≤ 2
Mous	0.3 à 0.7	1 à 2	1 à 2	2 à 4
Mi- consistants ou moyennement fermes	0.7 à 1.2	2 à 3	2 à 3	4 à 8
Raides ou fermes ou consistants	1.2 à 2.5	3 à 6	3 à 6	8 à 15
Très raides ou très fermes ou très consistants	2.5 à 4	6 à 10	6 à 10	15 à 30
Durs ou extrêmement constants	> 4	> 10	> 10	> 30

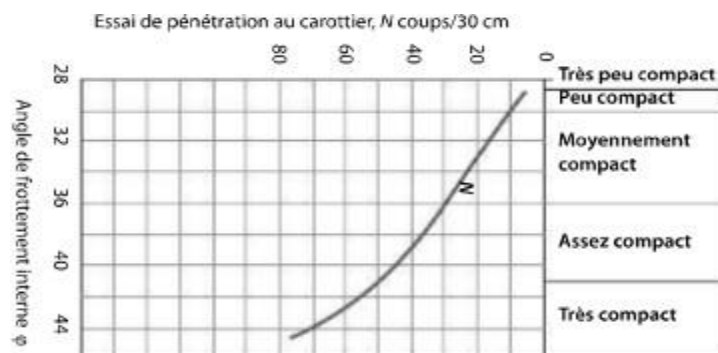
P_{LM} : Pression limite

q_c : La résistance apparente du cône.

q_d : Résistance dynamique de pointe.

$N_{(SPT)}$: Nombre de coups mesurés au cours de l'essai SPT.

Tableau II.2 : de corrélation entre N SPT et l'angle de frottement interne d'un sol. [1]



II.3.1.2. Essais de pénétration dynamique NF P 94-114 et 115

Principe l'essai

L'essai de pénétration dynamique consiste à :

-Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tiges muni, en partie inférieur d'une pointe débordante, tout en injection une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges.

-Noter le nombre de coups nécessaires N_{d10} pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur H de 10 cm. [7]

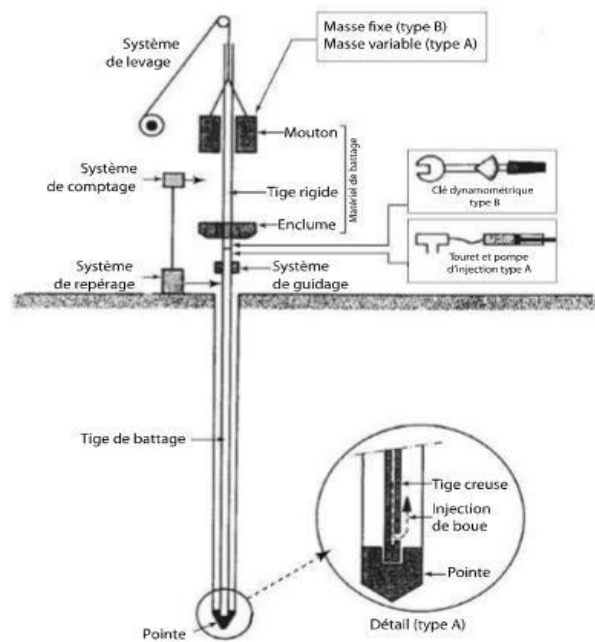


Figure.II.1 : Schéma de principe des pénétromètres dynamiques selon NF P 94-114 et 115 [7]

Utilisation de résultat

- Enfouissement par coup

L'enfoncement e est la valeur moyenne conventionnellement de l'enfoncement par coup :

$$e = \frac{H}{N_{d10}}$$

La valeur de H prise égale à 10 cm

Résistance dynamique de pointe q_d

Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe q_d exprimée en pascal et donnée conventionnellement par formule

$$q_d = \frac{MgH}{A \cdot e} \frac{m}{m + m'}$$

Avec m : masse du mouton

H : hauteur de chute (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

e : enfoncement moyen sous un coup : $e=0.1N_{d10}$ (m)

A : section droite de la pointe (m^2)

m' : masse frappée comprennent l'enclume, la tige- guide, les tiges et la pointe (kg). [1]

II.4. Essai de pénétration statique CPT

Principe de l'essai

L'essai de pénétration statique est un essai géotechnique réalisé en place en vue d'obtenir les paramètres de sol suivants :

- La résistance à la pénétration d'un cône normalisé ;
- Eventuellement le frottement latéral mobilisé sur un manchon cylindrique.

A partir des paramètres mesurés, l'essai de pénétration statique permet d'apprécier entre autres :

- La succession des différentes couches de terrain, et éventuellement leur nature ;
- L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies ;
- Certaines caractéristiques des sols traversés.

- L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer verticalement dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, à vitesse constante imposée, une pointe munie d'un cône en partie inférieure par l'intermédiaire d'un train de tiges qui lui est solidaire et à mesurer la résistance à la pénétration de ce cône.

-On peut mesurer l'effort total de pénétration, ainsi que l'effort de frottement latéral local sur un manchon de frottement situé immédiatement au-dessus du cône. [8]

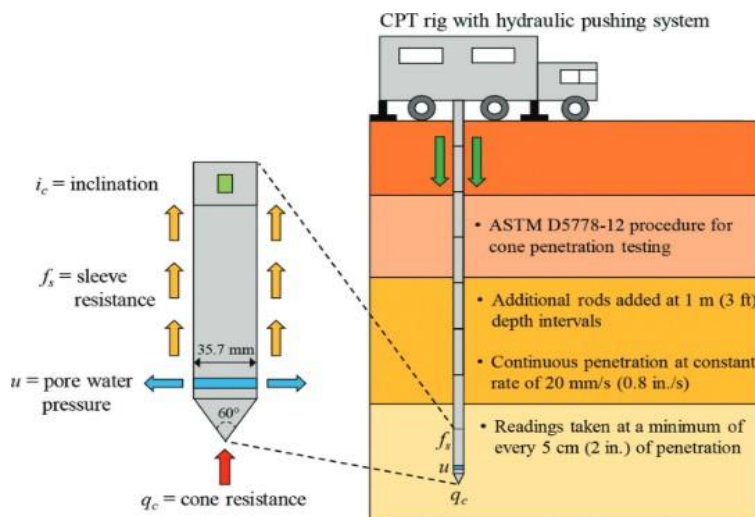


Figure II.2 : Vue d'ensemble de l'essai de pénétration par cône (d'après ASTM, 2012). [9]

Appareillage et instrument de mesure

Le pénétromètre statique se compose de l'appareillage suivant :

-Structure de réaction : Le dispositif qui permet de transmettre, au train de tiges, l'effort de fonçage ;

-Système de fonçage : C'est l'appareillage qui permet d'enfoncer le train de tige à vitesse sensiblement constante sans choc, ni vibration, ni rotation, dans un même mouvement verticale descendant pour l'ensemble tiges et pointe conique ;

-Train de tige et système de guidage : Les tiges doivent être assemblée fermement pour constituer un train de tiges rigidement liées selon un axe rectiligne et continu ;

Afin d'éviter le flambement des tiges, un système de guidage doit être prévu dans la partie hors de sol.

-La pointe : Placée à l'extrémité inférieure du train de tige, la pointe est constituée d'un cône et d'un corps de même axe que le train de tiges.

Le corps de pointe qui sert de tube de garde au cône comporte éventuellement un manchon de frottement placé alors, immédiatement au-dessus du cône, ainsi qu'un inclinomètre.

Tous ces éléments : cône, manchon de frottement, tube de garde, sont séparé par des intervalles munis de joints de protection destinés à l'entrée des particules solide.

Exploitation des mesures

-Effort total de pénétration Q_t

La force totale nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, un train de tiges ayant à la base une pointe terminée par un cône est exprimé en kilonewtons.

L'effort total est donné pour la profondeur atteinte par la base du cône.

-Effort total apparent sur le cône Q_c et résistance apparente à la pénétration du cône q_c

L'effort total apparent sur le cône Q_c est la force nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, le cône seul de la pointe pénétrométrique.

La résistance apparente du cône q_c est obtenue en divisant l'effort total apparent Q_c sur le cône par la surface A_c de la base du cône :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

La valeur de q_c est exprimée en mégapascals et est affectée à la profondeur atteinte par la base du cône.

-Effort total de frottement latéral Q_{st}

C'est la force obtenue par différence entre l'effort total de pénétration du train de tiges Q_t et l'effort total de pénétration du train de tiges Q_t et l'effort total apparent Q_c sur le cône seul :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

Q_{st} , Q_t , Q_c sont exprimés en kilonewtons.

Ces valeurs sont affectées à la profondeur atteinte par la base du cône.

-Effort de frottement latéral local Q_s et frottement latéral unitaire local f_s

Le frottement latéral unitaire local f_s est obtenu conventionnellement en divisant la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon de frottement par sa surface latérale A_s :

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s}$$

Le frottement latéral unitaire f_s est exprimé en kilo pascals ou en méga pascals.

Cette valeur est attribuée à la profondeur correspondant au milieu du manchon de frottement.

-Rapport de frottement R_f

Le rapport de frottement R_f est le quotient du frottement latéral unitaire local f_s par la résistance apparente à la pénétration du cône q_c mesurés à la même profondeur (et non au même instant). [4]

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

Interprétation

L'essai de pénétration statique présente de nombreux avantages. Il est sensible et offre des résultats très fiables. Il permet de dresser une coupe du sol lorsque le contexte géologique est bien compris, d'évaluer l'homogénéité d'un horizon et d

repérer des lentilles de sol de faible épaisseur. De plus, il permet de dimensionner les fondations nécessaires, il facilite également la détermination de la nature du sol à partir du coefficient de frottement latéral et la résistance à la pointe par l'utilisation d'abaques Schmertmann 1978 et Robertson 2015 tel ceux représentés sur la figure. En revanche, ils n'apportent que peu d'informations sur la compressibilité des sols, bien que certains auteurs aient établi des corrélations entre le module œdométrique et q_c ; toute fois ces corrélations sont peu précises. [1]

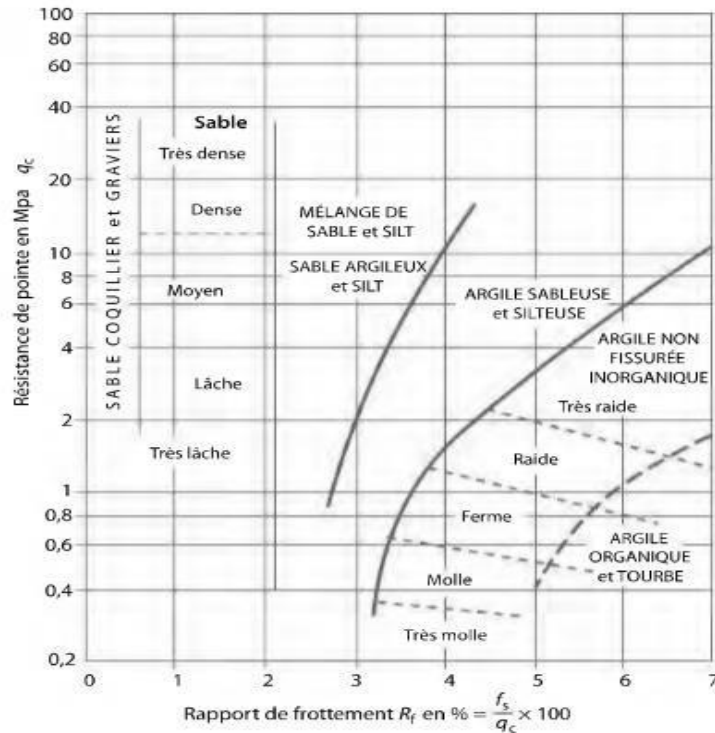


Figure II.3 : Estimation de la nature des sols d'après q_c et R_F pour des cônes/ pointe à jupe (Schmertmann 1969) [1]

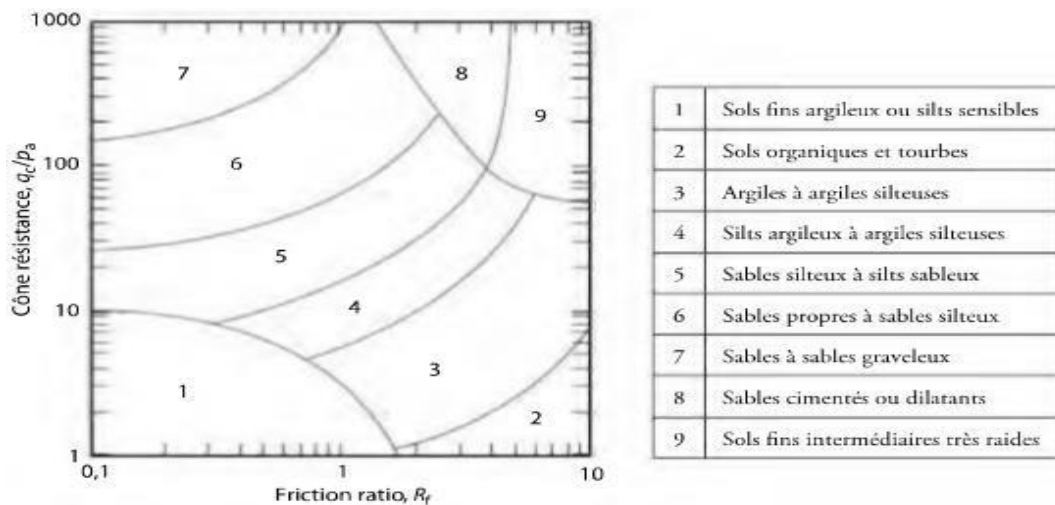


Figure II.4 : Classification de Robertson. [1]

II.5. Essais de pénétration statique au piézocône (CPTU) NF P 94-119

Principe de l'essai

L'essai au piézocône est une méthode utilisée pour évaluer les caractéristiques du sol en enfonçant un dispositif équipé d'un cône dans le sol.

On mesure la résistance à la pénétration du cône ainsi que la pression interstitielle du sol. Cette méthode permet de distinguer les sols contractants et dilatants, ainsi que les sols perméables. On peut être négative pendant la pénétration. On peut également réaliser des essais de dissipation de pression interstitielle pour évaluer le comportement du sol.

La interstitielle u pendant la pénétration peut donc être inférieure à la pression atmosphérique, donc négative. Sa variation Δu s'exprime par $\Delta u = u - u_0$, en valeur algébrique, u_0 étant la pression hydrostatique.

La contrainte totale de pointe à la base du cône q_t tient compte de l'action Q_U de la pression interstitielle u sur l'espace annulaire situé au-dessus du cône. [10]

On définit le coefficient B_q par :

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_T - \sigma_{V0}}$$

On peut effectuer également à des profondeurs données des essais de dissipation de pression interstitielle jusqu'au retour de la pression au repos. La durée nécessaire pour que $u_t - u_0 = 0,5(u_h - u_0)$ est notée t_{50} .

Appareillage

La structure de réaction transmet au train de tiges un effort de fonçage qui, pour les piézocônes classiques, est au maximum de 100 KN. Le système de fonçage permet d'enfoncer le train de tiges équipé de la pointe piézoconique dans le sol à une vitesse constante, généralement de 20 mm/s. les systèmes de mesure enregistrent au moins la longueur de pénétration, la résistance à la pénétration du cône, la pression interstitielle et généralement le frottement latéral locale sur le manchon et la dissipation de la surpression interstitielle Δu à un niveau donné. [10]

Réalisation de l'essai au piézocône

L'essai consiste à mesurer et à enregistrer durant l'enfoncement du train de tiges à une vitesse constante simultanément et en continu, l'effort apparent sur le cône Q_c et la pression interstitielle u . On peut éventuellement enregistrer également : l'effort total de fonçage Q_t , l'effort de frottement latéral local Q_s et la dissipation de la surpression interstitielle Δu pendant l'arrêt de l'enfoncement. [10]

II.6. Essai pressiométrique (PMT)

Principe de l'essai

L'essai pressiométrique Ménard est une technique de pointe permettant de définir les caractéristiques mécaniques des sols sur le terrain. On mesure la réaction du sol en appliquant une pression croissante à l'aide d'une sonde cylindrique, ce qui permet de déterminer les paramètres mentionnés.

La pression de fluage P_f : c'est la pression à laquelle le sol commence à se déformer considérablement sans que la pression appliquée ne soit augmentée.

La pression maximale P_l : est que le sol peut supporter avant de se rompre ou de subir une déformation excessive.

Le module E_M est déterminé en fonction de la pente de courbe contrainte-déformation dans la zone élastique du sol et représente la raideur du sol.

Les paramètres sont cruciaux pour la conception et l'analyse des fondations, tunnels et autres ouvrages géotechniques

L'essai pressiométrique Ménard consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri cellulaire placée dans le terrain, à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde.[11]

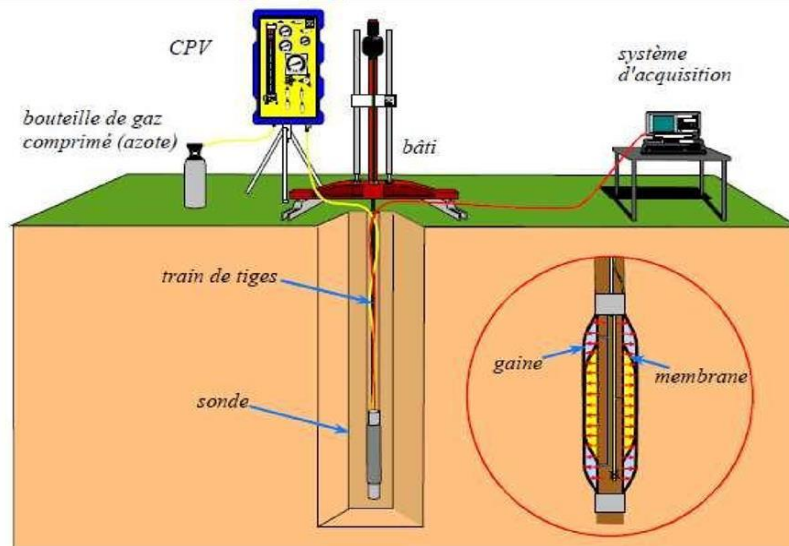


Figure.II.5 : principe de l'essai pressiométrique. [12]

L'appareil pressiomètre de Ménard

L'appareil standard est constitué des éléments suivants :

- La sonde,
- Le contrôleur pression-volume noté CVP,
- Les tubes de connexion.

Un cylindre métallique ayant un diamètre de 58 mm forme la sonde, qui est revêtu en Caoutchouc par une membrane élastique en partie centrale. La gaine élastique protège le cylindre. La cellule de mesure (ou cellule centrale) longue de 210 mm est en effet distinguée de deux cellules extrêmes appelées cellules de garde et longues de 120 mm à 200.

Le contrôleur de pression-volume contient de l'eau et est branché à une source de gaz comprimé (gaz carbonique ou azote) Des tubes de connexion l'aident à s'accrocher à la sonde.

L'eau injectée sous la pression du gaz est utilisé pour dilater la cellule de mesure. Cette cellule est recouverte d'eau comprimée, fournie par le CPV, afin d'évaluer le volume dilaté de la sonde sous une pression spécifique.

Le gaz est dirigé vers le CPV pour exercer une pression sur la colonne d'eau et vers les cellules de garde.

Cette pression fait descendre l'eau du CPV dans la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubes de connexion. Pour que la cellule de mesure reste contact avec la paroi du forage, la pression du gaz dans les cellules de garde doit être un peu inférieure à la pression de l'eau dans la cellule de mesure. Un clapet de régulation est installé sur le circuit d'alimentation des cellules de garde pour obtenir cette différence de pression. Cette variation de pression, qui doit être invariable durant toute la durée de l'essai, est déterminée à l'avance en fonction de la profondeur de l'essai et du niveau de la nappe [6]

La norme s'applique aux essais pressiométrique réalisés :

- dans tous les types de sol naturels saturés ou non, depuis les vases et argiles molles jusques et y compris le rocher,
- dans les remblais ou tout autre matériau artificiel utilisé en géotechnique.

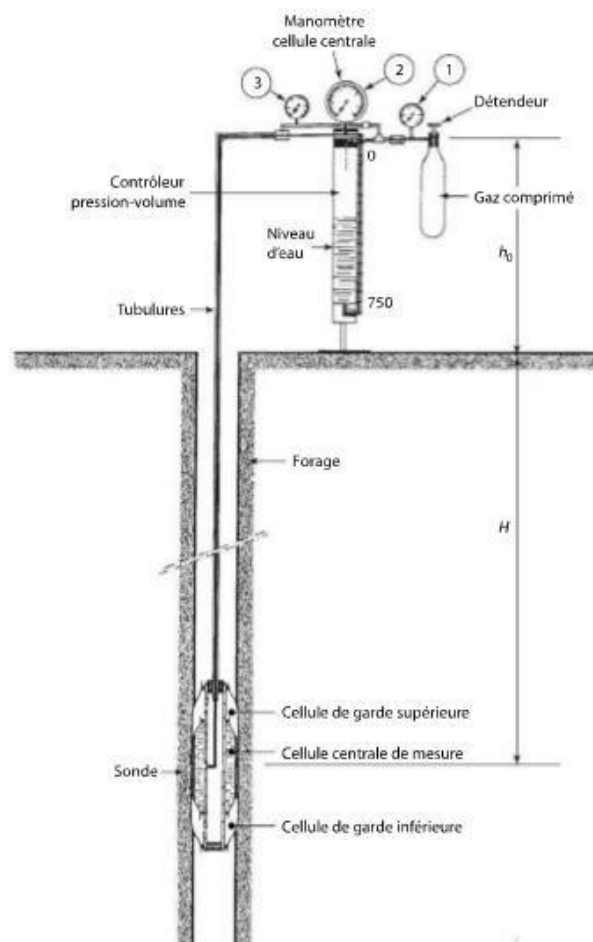
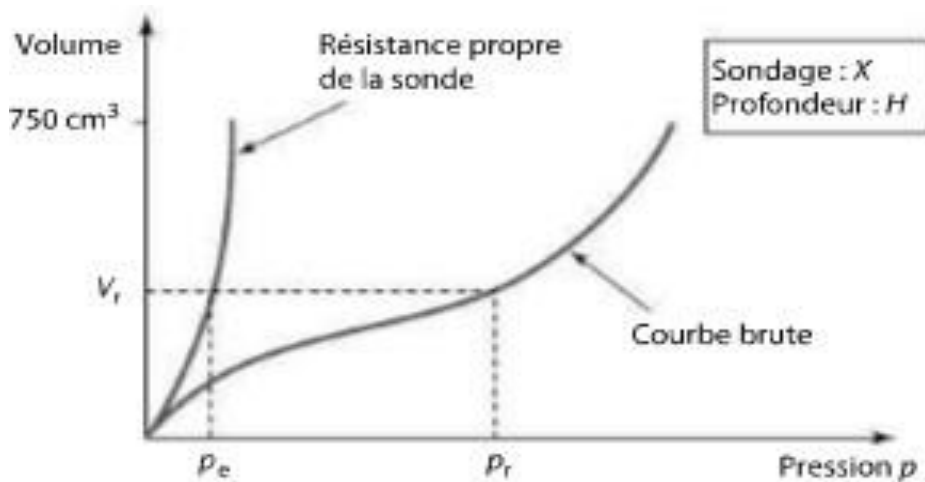


Figure.II.6:Schéma du pressiomètre. [1]

Réalisation de l'essai – courbe brute

Lors de la descente de la sonde dans le forage jusqu'à une profondeur (H), l'essai consiste à appliquer au sol une pression radiale croissante par paliers successifs. L'incrément de pression entre deux paliers est adapté à la résistance supposée du sol. La pression dans les cellules de garde reste toujours proche de celle régnant dans la cellule centrale.

A chaque palier de chargement, les variations de volume sont mesurées à intervalle de 15,30 et 60 secondes avant de passer au palier suivant. [1]



FigureII.7 : Résultat brutes des mesures [1]

Les valeurs de pression P_r , lues au manomètre et de volume V_r lues au **CPV** sont corrigées et permettent de tracer la courbe pressiométrique corrigée

Pour les pressions, la pression réelle P appliquée par la cellule centrale au sol est égale à :

$$P = P_r + P_h - P_e$$

- P_h : la pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale.
- P_e : résistance propre de l'ensemble membrane-gaine et éventuellement du tube lanterné, pour un volume donné (Pour les volumes, le volume V_r peut être corrigé de la dilatation propre des tubulures pour les pressions importantes $> 2.5\text{MPa}$)

Courbes bruts corrigées**-Détermination du module pressiométrique Ménard E_M**

-Plage pseudo-élastique du calcul du module E_M

La courbe pressiométrique corrigée est constituée par une succession de segments de pente m_i , m_E est la valeur m_i , la plus faible.

La plage peu-élastique est l'ensemble des segments consécutifs qui ont une pente inférieure ou égale à β fois la pente m_E . Avec

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} \times \frac{P'E + PE}{P'E - PE} + \frac{6}{V'E - VE}$$

Avec V en cm^3

La plage pseudo-élastique a pour origine (P_1, V_1) et pour extrémités (P_2, V_2)

Le module pressiométrique E_M est déterminé dans la plage pseudo-élastique. Il est calculé en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane, avec un chargement de révolution (tuyaux épais de LAME \rightarrow 7.2.5).

$$E_M = \frac{2(1 + \nu) \left[V_s + \frac{(\nu_1 + \nu_2)}{2} \right] (p_2 - p_1)}{(\nu_2 - \nu_1)}$$

$$E_M = k * \frac{\Delta p}{\Delta v}$$

Avec ν : coefficient de poisson pris égal à 0.33.

V_s : Volume de la cellule central (de l'ordre de $535cm^3$ pour les cellules standard). [1]

-La détermination du module E_M

La détermination du module est l'opération la plus délicate dans l'essai pressiométrique. Du fait du remaniement du trou de forage, le module pressiométrique E sera toujours plus faible que le module réel du sol.

Le module E est le module de premier chargement.

3 à 5 fois supérieur au module de premier chargement. [1]

- Détermination de la pression de fluage P_f

Pression de fluage P_f est obtenue par exploitation graphique du diagramme de fluage, sur une très courte durée de 30 seconds. C'est l'abscisse de l'intersection des deux droites passants, respectivement, par les points P, V 60/30 second appartenant à la phase pseudo-élastique et à la phase des grandes déformations. P, V 60/30 second est la variation de volume de liquide injecté dans la cellule centrale entre t=30 second et t=60s après le début d'un palier de la pression p.

La valeur de P_f est en général peu différente de la valeur de P.

Détermination de la pression limite P_l

La détermination de la pression limite lors du forage peut se faire de différentes manières, mais voici une approche générale :

-**Pression de fluage (P_f)** : Pression à laquelle le sol commence à se plastifier.

-**Détermination directe** : On peut mesurer la pression limite en observant le comportement du sol lorsque la pression dépasse la pression de fluage. Par exemple, en mesurant le doublement de la cellule centrale de mesure après une certaine pression

$$(P_l) : V_l = V_s + 2V_l$$

-**Extrapolation** : Si le volume injecté est insuffisant pour atteindre la pression limite, on peut extrapoler cette pression en utilisant des méthodes comme la méthode de la courbe inverse P_{li} ou la méthode d'extrapolation hyperbolique P_{lh} . Ces méthodes utilisent les données disponibles pour estimer la pression limite.

-**Pression limite conventionnelle** : La pression limite conventionnelle est déterminée en prenant la valeur la plus faible obtenue par les méthodes d'extrapolation mentionnées précédemment.

$$P = \inf. (P_{li}, P_{lh})$$

Si $\frac{|P_{Li}-P_{Lh}|}{P_{Lh}} \geq 0.2$ l'essai ne permet pas de déterminer la pression limite

Un minorant de la pression limite peut être pris égal à la dernière pression corrigée mesurée. [1]

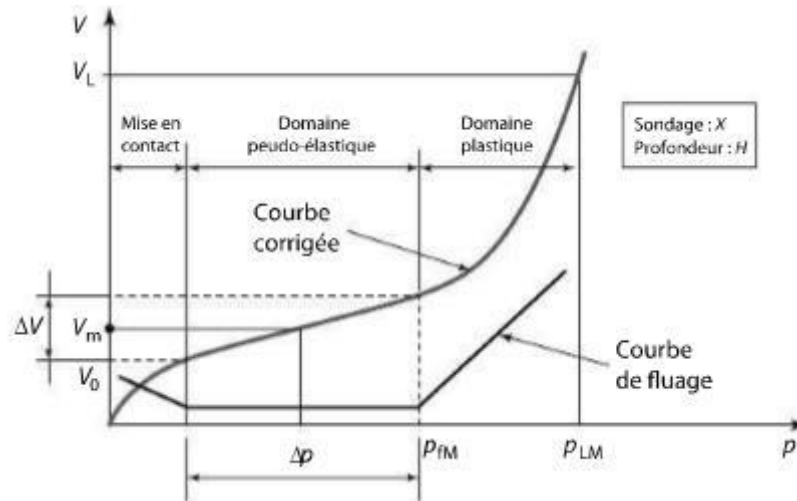


Figure.II.8 : Résultats corrigés [1]

Présentation des résultats - forage pressiométrique

- **Pression limite pressiométrique nette, pression de fluage pressiométrique nette**

Les pressions nettes P^* sont comptées par rapport à la contrainte totale horizontale qui régnait dans le sol avant introduction de la sonde pressiométrique.

$$Pl^* = P_l - \sigma_{hs}$$

$$Pf^* = P_f - \sigma_{hs}$$

Avec $\sigma_{hs} = (\sigma_{vs} - u_s) + u_s$

u_s : Pression interstitielle

K_0 : Le coefficient des terres au repos, par rapport aux contraintes effectives horizontale et verticale.

σ_{vs} : Contrainte verticale totale au niveau de l'essai

P_l^* : Pression limite pressiométrique nette

P_f^* : Pression de fluage pressiométrique nette

$$k_0 = \frac{\sigma'_{hs}}{\sigma'_{vs}}$$

Si la masse volumique du terrain n'est pas mesurée, on pourra l'estimer (généralement $\approx 1.8M_g.m^{-3}$).

Si K_0 n'est pas mesuré, c'est très généralement le cas, on l'estimera en fonction de la nature géologique du terrain, pour un sol normalement consolidé on pourra prendre $K_0 \approx 0.5$.

- La pression horizontale des terres au repos σ_{hs}
- La pression de fluage P_f
- La pression limite P_l
- Le module pressiométrique Ménard E_M
- Le rapport E_M/P_l

Relation entre P_l et E_M

Le rapport (E_M/P_l) bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés. On admet, selon Ménard la classification suivante :

Tableau.II.3: classification selon le rapport (E_M/P_l) [1]

Argile	$(E_M/P_l) < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < (E_M/P_l) < 8$	Argiles sous-consolidées
	$8 < (E_M/P_l) < 12$	Argiles normalement consolidées
	$12 < (E_M/P_l) < 15$	Argiles légèrement consolidées
	$(E_M/P_l) > 15$	Argile fortement sur consolidées
Sables	$(E_M/P_l) < 5$	Sables remaniées
	$6 < (E_M/P_l) < 8$	Sables et graviers immergés
	$(E_M/P_l) > 10$	Sables, sables et gravier secs et serrés

- **Ordre de grandeur des pressions limites P_l et pénétration q_c**

Tableau .II.4 : classification des sols d'après P_l et q_c . [1]

Classe de sol		Description	Pénétromètre q_c (MPa)	Pression limites P_l (MPa)
Argiles .limons	A	Argile et limons mous	< 3	< 0.7
	B	Argile est limons fermes	3.0-6.0	1.2-2.0
	C	Argile très fermes à dures	> 6	> 2.5
Sables, graves	A	Lâches	< 5	< 0.5
	B	Moyennement compacts	8.5-15.0	1.0-2.0
	C	compacts	> 20	> 2.5
Craies	A	Molles	< 5	< 0.7
	B	Altérées	>5	1.0 – 2.5
	C	compacte	-	> 3.0
Marnes marne-calcaires	A	Tendres	-	1.5 -4.0
	B	Compacts	-	> 4.5

II.7. Géophysique

II.7.1. Méthode sismique

La méthode sismique en géophysique est une technique utilisée pour étudier les structures internes de la terre. Elle repose sur l'analyse des ondes sismique.

Les ondes dites de volume pour lesquelles on distingue :

- **Les ondes P** (ondes de compression) : ce sont des ondes longitudinales qui se propagent par compression et dilatation du milieu. Elles se déplacent plus rapidement que les autres types d'ondes sismique.
- **Les ondes S** (ondes de cisaillement) : ce sont des ondes transversales qui font osciller les particules perpendiculairement à la direction de propagation. Elles se propagent plus lentement que les ondes P.
- **Les ondes de surface** : ce sont des ondes qui se propagent le long de la surface de la terre, comme les ondes de Rayleigh et de Love. Elles sont dispersives et ont une vitesse de propagation plus lente que les ondes de volume (P et S).
- Il existe deux principales méthodes sismiques utilisées géophysique :

Méthode sismique réflexion utilise l'écho des ondes longitudinales émises par un choc en surface, après leur réflexion sur les interfaces entre différentes formations géologique. Cela permet de créer un profil sismique comparable à une coupe géologique. D'abord réservée aux reconnaissances profondes, cette méthode commence maintenant à être appliquée en génie civil avec développement de la sismique de très haute résolutions (SHR). Compte tenu de sa profondeur d'investigation (30m à 150m), elle n'est citée que pour mémoire.

La méthode sismique de réfraction se base sur l'analyse des temps de propagation des ondes de compression (ondes P) dans le sous-sol. Elle suppose que la vitesse de propagation des ondes P augmente avec la profondeur, du fait du contraste entre les différentes couches de sol. Lorsque les ondes rencontrent une interface entre deux couches de vitesses différentes, elles se réfractent selon les lois de Snell-Descartes. C'est l'enregistrement de ces temps de trajet avec la distance entre la source et les géophones renseignent également sur les propriétés du sous-sol. Ainsi, l'analyse de la propagation des ondes réfractées est au cœur de cette méthode géophysique. [1]

II.7.2. Sismique réfraction

La sismique réfraction permet de définir la profondeur et l'inclinaison différents horizons géologiques suffisamment individualisés. Elle permet également d'apprécier leurs propriétés élastiques à travers la mesure de la vitesse de propagation des ondes.

Cette méthode est utilisée notamment pour déterminer les épaisseurs des sols de couverture meubles et pour apprécier le degré d'altération, de fissuration et de fracturation des massifs rocheux. Elle permet également de mettre en évidence des accidents géologiques (failles) et de localiser le toit de la nappe phréatique dans les alluvions.

Son principal domaine d'application est l'étude des terrassements pour lesquels elle permet de différencier les terrains meubles des terrains grippés ou encore de ceux nécessitant l'emploi du brise-roche ou de l'explosif.

II.7.3. Sismique électrique

La sismique électrique est une technique géophysique très efficace pour les études géotechniques, car elle permet d'obtenir des informations détaillées sur le sous-sol. Cette méthode s'avère particulièrement utile à plusieurs niveaux : Elle permet de détecter les cavités, fractures et discontinuités importantes aidant ainsi à évaluer la stabilité des fondations ; elle fournit également des données précises sur la stratigraphie et les propriétés physiques des sols, aidant à la conception des ouvrages ; de plus, elle peut être utilisée pour surveiller les modifications du sous-sol lors de travaux de construction et détecter d'éventuelles pollutions. Dans l'ensemble, la sismique électrique est un outil géotechnique puissant, offrant un bon rapport coût-efficacité par rapport aux méthodes traditionnelles de forage et de sondage. [1]

II.8. Classification des sols d'après RPA

II.8.1. Classification des zones sismiques

Cet article est modifié comme suit :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

La figure représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage des différentes wilayas

II.8.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

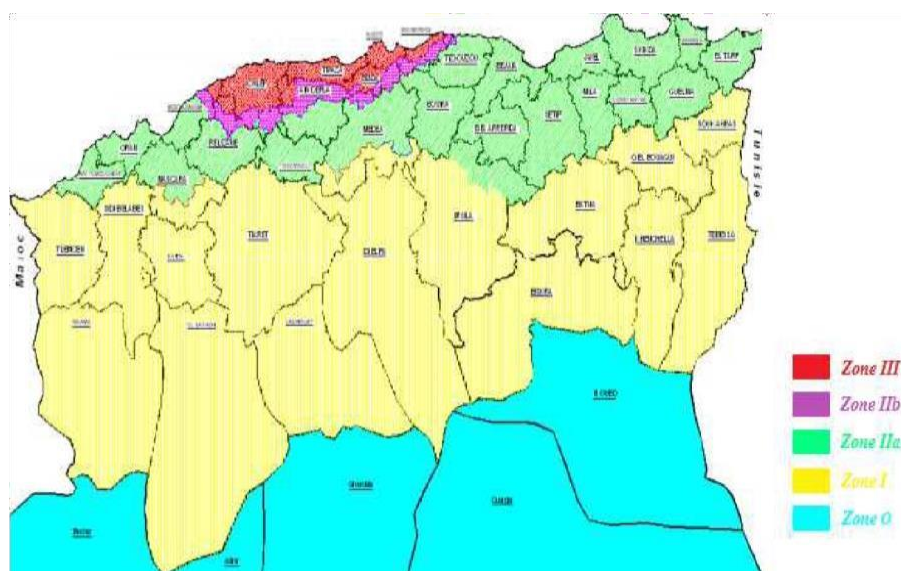
Les listes décrites ci- dessus sont nécessairement incomplètes. Cependant elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maitre ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci- après :

Tableau II.5 : classification des ouvrages selon RPA99.

Groupe D'importance	Type d'ouvrage
1A	Ouvrage d'importance vitale comme les bâtiments abritant les centres de décisions stratégique, les établissements de santé, de défense nationale, etc.
1B	Ouvrage de grande importance comme les mosquées, les universités, les constructions sportives, etc.
2	Ouvrage courant ou de moyenne importance comme les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureau de hauteur inférieur à 48 m
3	Ouvrage de faible importance comme les bâtiments Agricoles, les bâtiments industriels, les constructions provisoires, etc.

**Figure.II.9** : Carte des zones sismiques Algériennes [RPA2003]

II.8.1. Classification des sols d'après le RPA2003

❖ Classification des sites

Catégories et Critères de classification

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) \geq à 800m/s.

Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S4 (site très meuble) :

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres. [13]

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :

Tableau II.6 : Classification des sites (RPA2003 P28). [7]

Catégorie	Description	q_c	N	pl	E_p	q_u	V_s
S1	Rocheux (a)	-	-	>5	>100	>10	≥ 800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 - < 800$
S3	Meuble	1.5-15	10-50	1-2	5-20	1-0.4	$\geq 200 - < 400$
S4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	$\geq 100 < 200$

(a) : la valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles.

(b) : l'argile molle est définie par un indice de plasticité $I_p > 20$, une teneur en eau naturelle $W_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ KPa et une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 150$ m/s.

(c) :-Pénétromètre statique

$$\bar{q}_c = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{N_i}\right)} \quad [\text{RPA2003}]$$

h_i Épaisseur de la couche (i)

q_{ci} Résistance de pointe moyenne à travers la couche (i)

(d)-Essai SPT

$$\bar{N} = \frac{h_s}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{N_i}\right)} \quad [\text{RPA2003}]$$

$N_i < 100$, nombre de coups moyens non corrigé, enregistré à travers la couche (i), d'épaisseur h_i .

h_s : Épaisseur totale des couches de sols granulaires (sable et/ou graviers).

(e)– Pressiomètre :

$$\bar{P}_l = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{P_{li}}\right)} \quad [\text{RPA2003}]$$

P_{li} : Pression limite moyenne à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

$$\bar{E}_p = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{E_{pi}}\right)} \quad [\text{RPA2003}]$$

E_{pi} : Module pressiométrique moyen à travers la couche n(i), d'épaisseur h_i

(f) Résistance en compression simple :

$$\bar{q}_U = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{q_{ui}}\right)} \quad [\text{RPA2003}]$$

h_c Épaisseur totale des couches de sols cohérents, argile et/ou marne.

q_{ui} Résistance en compression simple à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

(g)-Vitesse des ondes de cisaillement :

$$\bar{V}_S = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{v_{si}}\right)} \quad [\text{RPA2003}]$$

v_{si} vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur. [7]

II.9. Corrélation entre les paramètres de sol

Il est toujours utile de pouvoir faire des recoupements entre les résultats obtenus par différents moyens d'investigation, ne serait-ce que pour en vérifier la bonne exécution et ainsi éliminer les valeurs douteuses. De très nombreuses recherches ont été effectuées en sens est les exemples de corrélation qui suivent proviennent des ouvrages.

II.9.1. Corrélations entre les essais in situ

L'utilisation des corrélations géotechnique pour estimer des paramètres à partir d'essais in situ nécessite. Il faut d'abord vérifier que les conditions du site d'étude sont

bin similaires à celles ayant servi de base à l'établissement des corrélations, et les confronter à d'autres sources d'information comme des essais en laboratoire.

Ensuite, il est important de considérer une plage de valeurs possibles plutôt qu'une valeur unique, afin de prendre en compte les incertitudes inhérentes aux corrélations. Enfin, ces dernières doivent être utilisées de manières complémentaires avec d'autres méthodes d'investigation, servant de première estimation à affiner par la suite. Une approche prudente et globale est donc recommandée pour tirer le meilleur parti des corrélations géotechniques dans un usage inversé. [1]

II.9.2. Valeur N (STP)

-A partir du pénétromètre statique

Il est admis que le rapport q_c / N augmente avec le diamètre moyen (D_{50}) des grains [0A Gonin 1992] :

-Sols à dominante sableuse : $q_c = 0.2N$ à $0.6 N$

-Sols à dominante argileuse : $q_c = 0.1 N$ à $0.4 N$

Il est fréquent d'avoir recours, qu'elle soit la nature du sol, à :

$$q_c = 0.2N$$

II.9.3. Caractéristiques pressiométrique

a) A partir du SPT

Bien que les résultats obtenus soient dispersés, différents auteurs ont proposé des relations simples entre le nombre de coups N et les caractéristiques pressiométrique.

On peut retenir suivantes entre N et P_{LM}^* et E_M selon les types de sols. [1]

Tableau II.7: Corrélation entre pressiomètre et nombre N du SPT [1]

Nature du sol	P_{LM}^*	E_M
Limon	N/30 à 35	N/2.2 à 3.0
Sable	N/15 à 25	N/1.5 à 3.0
Argile	N/15 à 30	N/1.0 à 2.5
Marne	N /20 à 25	N/1.5 à 2.5
Craie	N/5 à 20	N/0.7 à 1.0

II.9.4. Corrélations entre CPT et PMT

De nombreux auteurs ont suggéré des corrélations entre la résistance à la pointe du CPT et la pression limite du PMT. Tous présentent la même générale.

$$q_c/p_l = \frac{(q_c - \sigma'_v)}{(P_L - \sigma_v)} = \beta$$

Comme démontré par Van Wanbeke [Van 75], qu'ils soient pris en compte ou non, aucune différence significative n'est observée en raison de la dispersion des mesures. Par conséquent, ils sont généralement négligés. Vaillant et Aubrion [VAI 14] ont analysé les valeurs recommandées par différents auteurs pour les rapports (q_c/p_l) et (E_M/q_c). Ils ont synthétisé le domaine correspondant à chaque type de sol et ont conclu avec une proposition de valeurs moyennes. [1]

Tableau II.8 : Corrélation entre pressiomètre et nombre N du SPT. [1]

Type de sol	q_c/p_l	E_M/q_c
Argile	1-5.3	1-8
Limon	1-7	0.5-4.9
Sable et gravier	5-12	0.3-2
Craie	2.8-3.5	1-2

Tableau II.9. La valeur moyenne selon [VAI 14]. [1]

Type sols	q_c/p_l		E_M/q_c	
	Moyenne	L'écart-type	moyenne	L'écart-type
Argile	3.1	0.7	4.3	0.6
Limon	5.4	0.8	2.5	0.7
Sable et gravier	9	1.1	1.1	0.3
Craie	3.2		1.5	

Selon le rôle de Thémub, [VAN75] il est suggéré q_c/p_l que cela soit égal à 3 pour les

argiles, 6 pour les limons et 8 pour les sables. Vaillant et Aubrion [VAI14] proposent d'inclure E_M/q_c [1.5-3] pour les sables et pour les argiles [4.5-6].

Les résultats sur les graviers sableux alluviaux près de la rivière Meuse en Belgique montrent deux corrélations linéaires

$$E_{M \text{ max}} = 0.585q_c + 4.9 \text{ pour } 10 \leq q_c \leq 60 \text{ MPa}$$

$$E_{M \text{ min}} = 0.583q_c - 5.833 \text{ pour } 10 \leq q_c \leq 70 \text{ MPa}$$

II.10. Corrélations entre essais in situ et les essais laboratoire

a) Corrélation entre cohésion non drainée et PMT

Cassan [CSA 05] a proposé des relations à partir du PMT en utilisant la pression limite Pour $P_{LM} - P_0 \leq 3 \text{ MPa}$. [8]

$$C_u = \frac{p_l - p_0}{5.5}$$

b) Corrélations avec les résistances au cisaillement non drainé des sols cohésifs

Avec l'émergence de CPTu, la résistance de pointe (q_c) mesurée par les CPTu doit être corrigée pour obtenir q_t et E_q , et pourrait être réécrite avec un facteur de cône différent N_k

$$C_U = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

De nombreuses études ont prédit des valeurs de N_k dans la région de 10 à 20, parfois même en dehors de cette plage, et donc une valeur unique universellement acceptée n'est pas possible. Il est fortement recommandé de réaliser des essais au scissomètre, des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux en complément des essais de pénétromètre à cône et de les calibrer pour établir des valeurs de N_k spécifiques au site. Lorsque ce luxe n'est pas disponible et qu'il n'y a pas d'expérience antérieure dans le dépôt de sol particulier, les praticiens ont tendance à adopter une valeur de N_k dans la plage de 14 à 16. Cependant, il est recommandé de réaliser une analyse de sensibilité, surtout lorsqu'elle est critique pour la conception. [9]

c) La corrélation avec le rapport de surconsolidations des sols cohésifs

Le rapport de surconsolidation est un paramètre important pour les dépôts de sols cohésifs et il est exprimé comme le rapport entre la contrainte effective maximale passée à laquelle un élément de sol a été soumis et la contrainte effective verticale actuelle. [8]

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$$

Il existe plusieurs méthodes pour dériver le rapport de surconsolidation (OCR) à partir des données du pénétromètre à cône, et certaines des méthodes courantes ou simples sont données ci-dessous.

Méthode 01 (Mayne et Kemper 1988) :

$$\text{OCR} = 0.37 \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_v} \right)^{1.01}$$

Méthode 02 (Robertson 2009 a proposé pour les argiles surconsolidées) :

$$\text{OCR} = 0.25 \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

d) Corrélation avec le SPT (N) et CPT et D_{50}

Le test de pénétration standards (SPT) est probablement le test in situ le plus utilisé dans le monde pour évaluer les caractéristiques du sol sur place certains concepteurs préfèrent convertir les résultats CPT en valeurs équivalentes SPT (N) si les méthodes de conception sont basées sur les valeurs SPT (N) et vice versa.

Comme le CPT est un test continu, il fournit plus de détails que les résultats du test SPT en raison de la nature continue du test qui enregistre et détecte les congéments locaux dans le profil. Cela est plus évident dans les sols mous à fermes où les valeurs SPT (N) sont généralement trouvées comme étant nulles ou très faibles. De tels résultats ne fournissent pas beaucoup d'informations au concepteur, sauf peut-être l'argile est molle ou ferme. À l'inverse, le CPT fournit significativement plus de détails qui pourraient être utilisés pour interpréter les paramètres standards. Certaines de ces relations sont basées sur une base de données

significative et/ou pertinente pour une localité particulière, ce qui explique les différences dans les coefficients. Par exemple, l'équation de Kulhawy et Mayne (1990) : [8]

$$\left(\frac{q_t}{P_a}\right) = 5.44 (D_{50})^{0.26}$$

e) Corrélation avec la capacité portant

Cependant, la relation proposée par Anagnostopoulos et al. (2003) pour les sols grecs :

$$\left(\frac{q_t}{N_{60}}\right) = 7.64 (D_{50})^{0.26}$$

II.11. Conclusion

Les essais in situ offrent des informations précieuses et directes sur les propriétés des sols, informations essentielles pour la conception et la construction sécuritaire des infrastructures. Les corrélations établies entre les résultats des essais et les paramètres géotechniques permettent de traduire ces informations en données utilisables par les ingénieurs. Une compréhension approfondie et une application judicieuse de ces corrélations sont nécessaires afin d'assurer la fiabilité des résultats et la sécurité des structures. Les essais in situ fournissent des données cruciales sur les sols, que les ingénieurs peuvent ensuite exploiter grâce à des corrélations bien comprises et appliquées, permettant ainsi de concevoir et construire des infrastructures sûres.

CHAPITRE III

classification du site d'assise d'un ensemble de logement

promotionnels à partir des essais de laboratoire

promotionnels à partir des essais de laboratoire

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter et interpréter les résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée sur le site destiné à la réalisation d'un ensemble de logements promotionnels au lieu-dit « EDIMCO » situé dans la wilaya de Bejaia. L'objectif est de classer les sols du site en se basant sur les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, puis comparer les différents résultats.

III.2. Présentation du projet

Le projet de cette étude consiste à la réalisation d'un ensemble de logements promotionnels composé de 10 blocs en R+9 situé à l'endroit dit « EDIMCO » dans la wilaya de Bejaia. Ces structures sont classées par l'article 3.2 du RPA 99/2003 dans le groupe d'usage II (ouvrages courants d'importance moyenne). La wilaya de Bejaia est classée en zone IIa (zone de moyenne sismicité) d'après l'article 3.1 du RPA 99/2003. Le site étudié est montré sur la figure III.1.



Figure III.1. Localisation de la zone d'étude sur Google Earth.

III.3. Reconnaissance du site

Dans le but de connaître la nature de sol, déterminer les caractéristiques géotechnique des sols en place, déceler d'éventuelles anomalies et choisir le niveau d'ancrage des fondation avec détermination de la contrainte admissible, le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) unité de Bejaia a réalisé les essais suivants :

- Quatre (04) sondages carottés de 35 m de profondeur chacun avec SPT,
- Quatre (04) sondages pressiométriques d'une profondeur de 34 m chacun,

- Dix (10) points pénétrométriques dynamique Lourd poussé jusqu'au refus,
- Quatre (04) essais au pénétromètre statique (CPT),
- Deux profils géophysiques,
- Pose piézométrique.

La localisation des différents essais est illustrée sur la figure III.2.

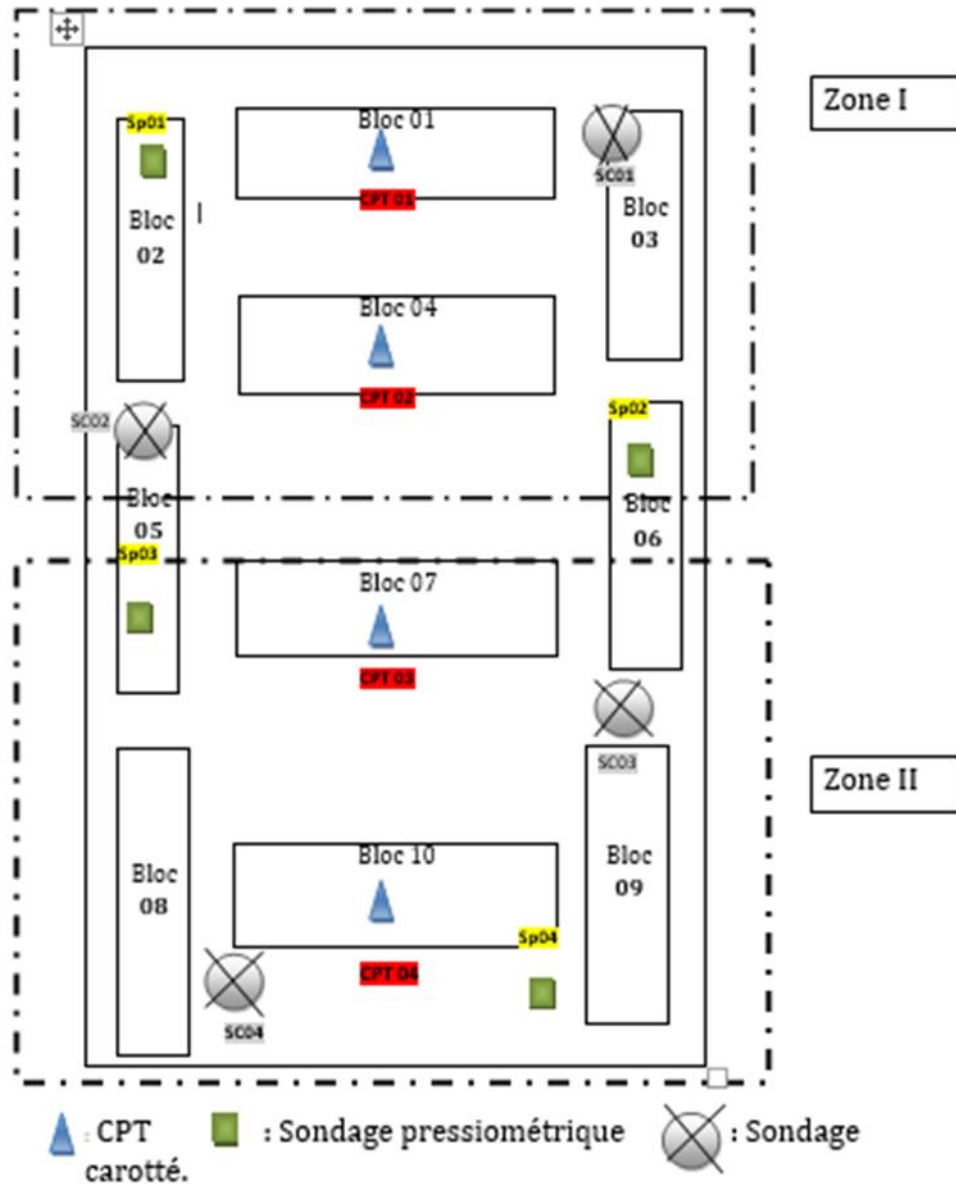


Figure III.2. Plan d'implantation des essais sur site.

III.4. Aspect géologique de la région

La Géologie de la région de Bejaia (Figure III.3) est représentée par :

- Des terrains alluvionnaires de la vallée Soummam, secondaires et tertiaires des

anticlinaux de djebel Gouraya et Adrar Oufarnou,

- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents : basses terrasses, sables, argiles et argiles vaseuses de la vallée Soummam,

- Des brèches de pentes recimentées d'âge mio-pliocène rencontrées dans l'ancienne ville passant sous les argiles grises-blanchâtres de l'oued Seghir, on retrouve ce niveau argileux jusqu'à la région de Mellala,

- Des schistes rouges et verts, des calcaires lenticulaires interstratifiés et des alternances régulières de marno- calcaires de 200 à 300 m d'épaisseur d'âge lias, jurassique des anticlinaux de djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

La géologie de la région est constituée par des :

- Eboulis de pente,
- Argiles bleus à versicolores du trias,
- Marnes argileuses beiges,
- Marnes schisteuses à marno-calcaire compactes en profondeur.

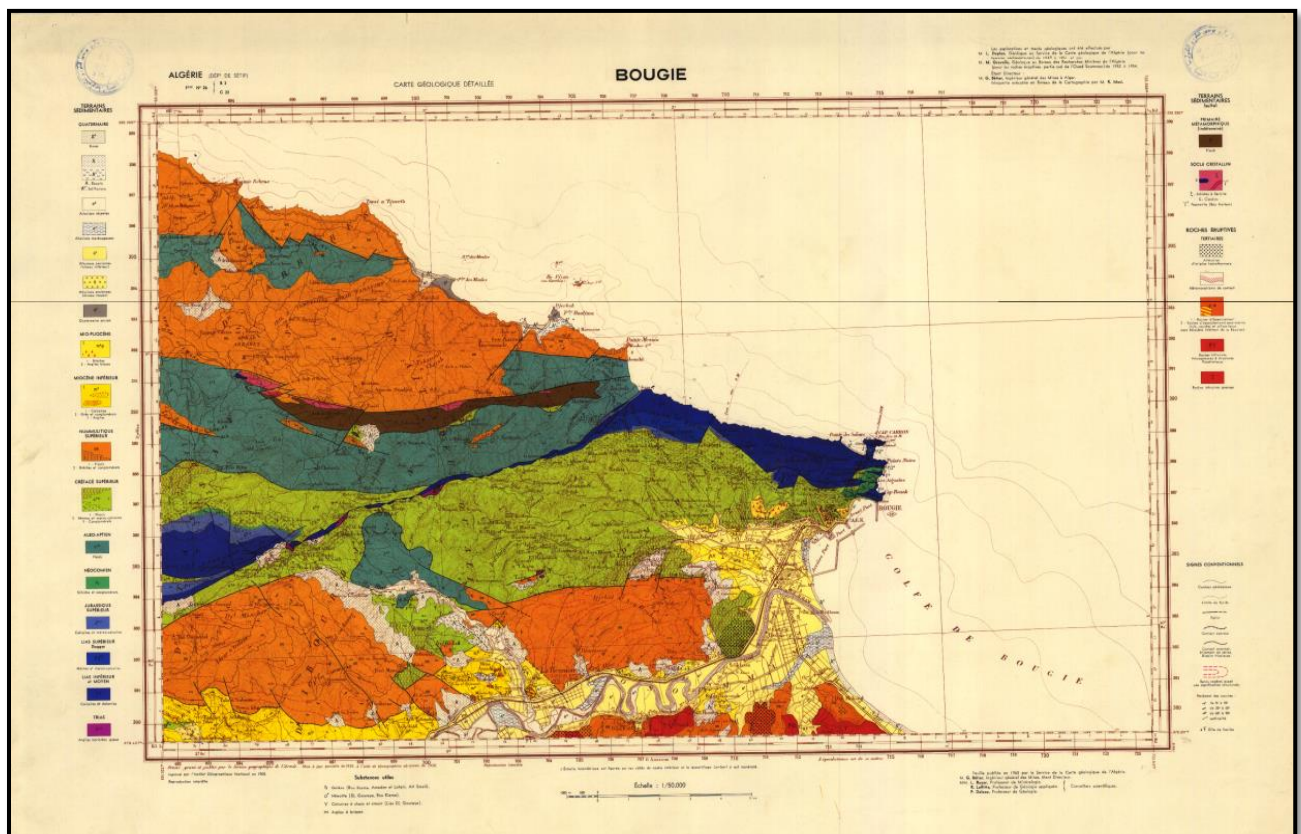


Figure III.3. Extrait de la carte géologique de Bejaia au 1/50 000^e (Rapport de sol du LNHC Bejaia).

III.5. Résultats des sondages carottés

Afin de donner une description lithologique du sol en place, quatre (04) sondages carottés de 35 m de profondeur ont été réalisés sur le site d'étude. Des échantillons prélevés à différentes profondeurs ont été soumis à des essais au laboratoire : granulométrie, limites d'Atterberg, caractéristiques physiques et analyse chimique, essais œdométrique et essai de cisaillement à la boîte. Les résultats des quatre sondages carottés sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.1. Description lithologique (dénomination provisoire) de quatre sondages carottés.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Nature du sol
SC N°01	0.00-2.80	-Remblais.
	2.80/16.00	-Argiles limoneuses peu graveleuses, humides et plastiques de couleur sombre.
	16.00/18.00	- Argiles peu graveleuses, humides et plastiques de couleur sombre.
	18.00/26.00	-Argiles limoneuses, humides et peu plastiques avec présence de bancs centimétrique de grès fracturés.
	26.00/35.00	-Argiles marneuses, humides et plastiques de couleur grisâtre.
SC N°02	0.00/0.15	-Couche de Bitume
	0.15/1.00	-Remblais
	1.00/18.00	-Argiles limoneuses, peu graveleuses, humides et plastique de couleur marron.
	18.00/24.00	-Argiles marneuses humides et peu plastiques de couleur sombre.
	24.00/35.00	-Argileux marneuses humides et plastiques de couleur grisâtre.
SC N°03	0.00-1.50	-Remblais
	1.50-18.00	-Argiles limoneuses peu graveleuses humides et plastiques de couleur somber
	18.00/24.00	-Argiles graveleuse, humides de couleur sombre.
	24.00/35.00	-Argiles marneuses humides et peu plastiques de couleur grisâtres
SC N°04	0.00/1.70	-Remblais
	1.70/3.00	-Argiles limoneuses peu graveleuses humides et plastiques de couleur marron
	3.00/11.40	-Alluvions moyennes composés (d'argiles, sables et gravier)
	11.40/15.00	-Argiles limoneuses, graveleuses, humides et plastiques de couleur sombre.
	15.00/17.30	-passage alluvionnaire
	17.30/21.00	- Argiles limoneuses peu graveleuses ; humides et plastiques de couleur marron
	21.00/25.00	-Argiles limoneuses peu graveleuses humides et plastiques de couleur sombre.
	25.00/27.00	-Argiles humides et plastique peu graveleuses de couleur sombre.
27.00/35.00	-Argiles marneuses humides et plastique de couler grisâtre.	

D'après les quatre sondages carottés, on constate que le terrain est constitué essentiellement en surface d'une couche de remblai d'épaisseur de 1 à 2.8 m reposant sur une couche d'argile limoneuse peu graveleuse jusqu'à une profondeur qui varie entre 18 m à 26 m de profondeur. Au-delà de 18 m, le sol est composé d'argiles marneuses compactes de couleur grisâtre. Pour le sondage SC04, on note la présence d'une couche d'alluvions (cailloux, sables, boues) moyennes entre 3 et 11 m et un passage alluvionnaire entre 15 et 17 m de profondeur.

III.6. Essais de laboratoire

III.6.1. Analyse granulométrique

Des analyses granulométriques sur des échantillons de sol, prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs, ont été réalisées. Le tableau III.2 récapitule les résultats obtenus. On constate que plus de 50% des éléments passent au tamis 0.08 mm (80µm), donc nous avons un sol fin d'après la classification LCPC. Pour le sondage SC01, entre 3,6 et 3,8 m de profondeur, il y a moins de 50% d'éléments inférieurs à 0,08 mm ; ce qui indique un sol grenu. On constate la même chose pour le SC02 entre 15-16 m et 22-23 m de profondeurs, et le SC03 entre 2-3 m.

Tableau III.2. Résultats des essais granulométriques.

Type d'essai		Granulométrie par tamisât (%)				Sédimentométrie (%)		
		< 5mm	< 2mm	< 0.2mm	< 0.08mm	< 25 µm	< 5 µm	
Profondeur de l'échantillon(m)		Tamis (mm)						
SC N°01	ECH N°01	3.60/3.80	88.00	75.80	47.20	42.80	32.09	19.95
	ECH N°02	4.80/5.00	78.80	76.40	70.80	67.20	47.28	32.48
	ECH N°03	5.20/5.50	82.00	74.57	66.85	64.57	50.21	35.97
	ECH N°04	5.50/5.90	90.20	83.60	76.20	73.20	54.21	38.08
	ECH N°05	6.50/7.00	92.40	87.20	63.80	51.20	38.39	24.78
	ECH N°06	8.00/8.70	98.40	96.80	90.40	88.80	70.87	37.02
	ECH N°07	10.50/11.00	89.20	80.80	75.80	73.00	49.07	28.59
	ECH N°08	11.00/12.00	99.60	97.00	92.00	89.00	60.35	28.64
	ECH N°09	14.00/15.00	99.40	98.20	98.20	81.40	53.74	27.64

	ECH N°10	17.00/18.00	100	99.20	97.60	97.00	78.25	58.11
	ECH N°11	24.00/25.00	100	100	98.80	98.80	80.66	55.59
	ECH N°12	29.00/30.00	100	100	98.60	98.00	76.44	54.24
SC N°02	ECH N°01	2.50/3.00	95.40	89.60	61.60	55.20	32.45	95.40
	ECH N°02	5.50/6.00	86.20	71.00	36.60	31.60	17.62	7.41
	ECH N°03	11.00/11.50	94.60	87.60	72.20	68.60	45.90	23.44
	ECH N°04	15.00/16.00	80.20	63.60	26.40	22.00	/	/
	ECH N°05	20.20/20.80	100	100	99.60	97.20	86.69	58.04
	ECH N°06	22.00/23.00	100	100	99.80	9.80	89.00	56.72
	ECH N°07	26.00/27.00	100	100	99.60	98.40	81.56	46.34
	ECH N°08	31.00/32.00	100	100	99.60	97.20	82.56	55.49
SC N°03	ECH N°01	2.00/3.00	96.80	86.40	18.60	6.40	/	/
	ECH N°02	6.50/7.00	97.60	93.00	81.20	78.20	51.34	27.30
	ECH N°03	18.00/19.50	100	99.60	93.60	92.20	59.60	29.66
	ECH N°04	25.00/26.00	100	100	100	100	82.56	42.69
SC N°04	ECH N°01	1.70/3.00	88.40	81.40	61.40	49.80	27.35	9.61
	ECH N°02	5.30/5.80	98.60	96.00	88.20	80.20	54.45	29.25
	ECH N°03	7.20/7.50	99.60	98.60	94.60	88.60	57.30	35.03
	ECH N°04	14.20/14.90	99.20	97.80	88.40	84.40	57.29	91.93
	ECH N°05	18.30/18.80	99.40	98.20	91.60	81.60	49.32	31.40
	ECH N°06	24.00/24.70	88.40	82.40	70.40	66.60	49.70	27.44
	ECH N°07	27.20/27.90	100	100	99.40	99.20	84.76	52.91
	ECH N°08	31.50/32.00	100	100	100	98.00	81.51	51.91

III.6.2. Les limites d'Atterberg

Les résultats des limites de liquidité (W_L) et de plasticité (W_P) mesurées pour différents échantillons ainsi que la teneur en eau (W) sont résumés dans le tableau III.3. L'indice de plasticité (I_P) et l'indice de consistance (I_C) sont également présentés.

Tableau III.3. Résultats des limites d'Atterberg.

N° \ Type	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	W_n (%)	I_P (%)	I_C
Sondage N° 01	3.50/3.80	38.97	19.09	13.92	19.88	1.26 > 1
	5.20/5.50	50.08	24.83	23.65	25.25	1.05 > 1
	6.50/7.00	44.83	23.02	21.55	21.81	1.07 > 1
	10.50/11.00	46.74	23.65	21.80	23.09	1.08 > 1
	11.00/12.00	44.32	22.67	22.71	21.65	0.99
	17.00/18.00	50.81	25.49	23.02	25.32	1.09 > 1
	24.00/25.00	53.09	26.56	25.30	26.53	1.05 > 1
Sondage N° 02	2.50/3.00	33.01	17.35	24.71	15.66	0.53
	15.50/16.00	34.19	16.83	18.22	17.36	0.91
	20.00/20.80	58.36	30.15	27.36	28.21	1.10 > 1
	31.00/32.00	58.63	29.71	23.09	28.92	1.23 > 1
Sondage N° 03	6.50/7.00	42.68	21.76	22.97	20.92	0.94
	18.00/19.50	43.78	21.80	28.28	21.98	0.70
	25.00/26.00	53.37	26.73	23.14	26.64	1.13 > 1
Sondage N° 04	1.70/3.00	37.60	19.11	24.71	18.49	0.69
	5.30/5.80	43.32	21.98	18.80	21.34	1.15 > 1
	7.20/7.50	37.41	19.15	20.80	18.26	0.90
	24.00/24.70	45.99	23.64	25.63	22.35	0.91
	27.20/27.90	49.65	24.83	21.98	24.82	1.11 > 1
	31.50/32.00	52.92	26.79	23.82	26.13	1.11 > 1

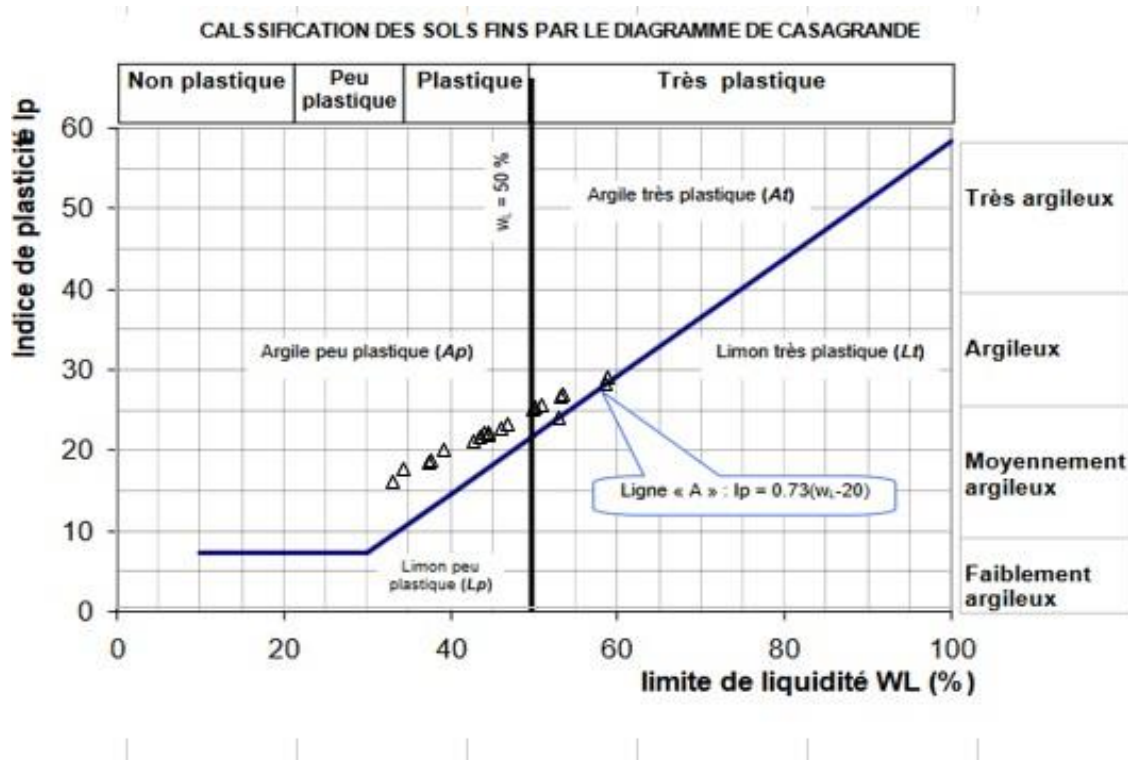


Figure. III.4. Résultats de I_p et W_p sur l'abaque de Casagrande.

On remarque que la limite de liquidité et l'indice de plasticité varient entre 30% et 60%, 15% et 30% respectivement. La représentation des résultats de W_L et I_p , donnés dans le tableau III.3, sur l'abaque de Casagrande montre que le sol est une argile peu plastique à plastique. Les valeurs de l'indice de consistance I_c du sol indiquent que le sol est très ferme ($0.75 < I_c < 1$) à dur ($I_c > 1$) d'après la norme NF P 94-011.

III.6.3. Caractéristiques physiques

Les résultats des densités sèche (γ_d) et humide (γ_h) mesurées pour différents échantillons de sol, la teneur en eau (W) et le degré de saturation (S_r) sont montrés dans le tableau III.4.

On constate, pour les quatre sondages, que le sol présente des densités sèches moyennes à élevées ; ce qui indique la présence d'un sol peu dense à dense selon la norme NF P 94-011. Les valeurs obtenues de la teneur en eau indiquent que le terrain est dans un état humide. Les valeurs calculées du degré de saturation en eau (S_r) du sol sont comprises entre 90 et 100% ; cela signifie que le sol est détremé à saturé (la nappe d'eau est au niveau 3m de profondeur).

Tableau III.4. Résultats des paramètres physiques.

Sondage	Profondeur (m)	Masse volumique " γ_d " (t/m ³)	Masse volumique " γ_h " (t/m ³)	Teneur en eau W (%)	Degré de saturation "Sr" (%)
SC N°01	3.60/3.80	1.95	2.23	13.92	98
	4.80/5.00	1.72	2.08	21.29	100
	5.20/5.50	1.67	2.07	23.65	100
	5.50/5.90	1.73	2.08	20.70	99
	6.50/7.00	1.67	2.03	21.55	93.90
	8.00/8.70	1.71	2.08	22.10	100
	10.50/11.00	1.72	2.10	21.80	100
	11.00/12.00	1.70	2.08	22.71	100
	14.00/15.00	1.72	2.10	21.51	100
	17.00/18.00	1.68	2.07	23.02	100
	19.00/20.00	1.57	1.98	26.34	100
	24.00/25.00	1.62	2.03	25.30	100
	29.00/30.00	1.71	2.05	19.90	92.30
32.20/33.00	1.59	2.03	27.51	100	
SC N°02	2.50/3.00	1.64	2.04	24.71	100
	5.50/6.00	1.80	2.13	18.80	100
	11.50/11.80	1.75	2.11	20.80	100
	15.50/16.00	1.79	2.11	18.22	96
	20.00/20.80	1.56	1.99	27.36	100
	22.00/23.00	1.65	2.05	23.81	100
	26.00/27.00	1.53	1.96	28.14	100
	31.00/32.00	1.68	2.07	23.09	100
SC N°03	2.00/3.00	1.28	1.44	12.49	/
	6.50/7.00	1.64	2.02	22.97	96
	14.00/15.00	1.56	1.99	27.99	100
	18.00/19.20	1.53	1.96	28.28	100
	25.00/26.00	1.68	2.06	23.14	100
SC N°04	1.70/3.00	1.64	2.04	24.71	100
	5.30/5.80	1.80	2.13	18.80	100
	7.20/7.50	1.75	2.11	20.80	100
	14.20/14.90	1.79	2.11	18.22	96
	18.30/18.80	1.56	1.99	27.36	100
	22.5/23.00	1.53	1.95	27.50	96
	24.00/24.70	1.65	2.04	25.63	100
	27.20/27.90	1.70	2.07	21.98	100
	31.50/32.00	1.66	2.05	23.82	100

III.6.3. Analyse chimique

L'analyse chimique qui comprend la détermination du pourcentage des sulfates, de carbonates, de chlorures et de matières organiques a été effectuée sur des échantillons de sol prélevés à différentes profondeurs. Les résultats sont présentés dans le tableau III.5.

Selon la norme NF P 94-011, le sol présente une agressivité nulle vis-à-vis des sulfates. Les valeurs de la teneur en carbonate sont comprises entre 10% et 30%, donc le sol est faiblement marneux d'après la norme NF P 94-011. La teneur en matière organique varie entre 2 et 5%, cela indique que le sol est faiblement organique à non organique.

Tableau III.5. Résultats de l'analyse chimique (exprimés en poids).

Sondage	N° de l'échantillon	Profondeur (m)	Sulfate SO_4^{2-}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques
SC N° 01	ECH N°01	3.60/3.80	Traces	29.70	Traces	3.47
	ECH N°02	5.20/5.50	Traces	12.52	Traces	5.03
	ECH N°03	6.50/7.00	Traces	15.18	Traces	4.34
	ECH N°04	10.50/11.00	Traces	21.10	Traces	3.84
	ECH N°05	24.00/25.00	Traces	19.80	Traces	1.92
	ECH N°06	29.00/30.00	Traces	20.24	Traces	2.33
	ECH N°07	32.33/33.00	Traces	26.40	Traces	3.80
SC N° 02	ECH N°01	2.50/3.00	Traces	25.10	Traces	2.44
	ECH N°02	15.50/16.00	Traces	22.40	Traces	2.41
	ECH N°03	20.00/20.80	Traces	24.20	Traces	2.34
	ECH N°04	22.00/23.00	Traces	26.40	0.10	2.56
	ECH N°05	26.00/27.00	Traces	27.70	0.12	2.17
	ECH N°06	31.00/32.00	Traces	25.50	Traces	2.22
SC N° 03	ECH N°01	2.00/3.00	Traces	34.76	Traces	1.97
	ECH N°02	18.00/19.50	Traces	11.00	Traces	3.12
	ECH N°03	25.00/26.00	Traces	18.70	Traces	2.14
SC N° 04	ECH N°01	7.20/7.50	Traces	19.80	Traces	3.28
	ECH N°02	14.20/14.90	Traces	17.60	Traces	2.98
	ECH N°03	18.30/18.80	Traces	18.10	Traces	3.33
	ECH N°04	24.00/24.70	Traces	25.50	Traces	2.57
	ECH N°05	27.20/27.90	Traces	28.60	Traces	1.88
	ECH N°06	31.50/32.00	Traces	22.90	Traces	1.76

III.7. Essais mécaniques

III.7.1. Essai de cisaillement

Les essais de cisaillement rectiligne de type non consolidé non drainé (UU) et consolidé

drainé (CD) ont permis de déterminer la cohésion non drainée (C_u), la cohésion (c') et l'angle de frottement (ϕ') effectifs au laboratoire. Les résultats obtenus pour différents échantillons issus des quatre sondages sont présentés dans le tableau III.6.

Les valeurs de l'angle de frottement effectif sont inférieures à 30° , les cohésions drainées sont faibles à moyennes en surface indiquant un sol argileux à limoneux de résistance moyenne. En profondeur, les valeurs élevées de la cohésion non drainée indique un sol très compact.

Tableau III.6. Résultats de l'essai de cisaillement à la boîte.

Sondage	Profondeur de l'échantillon	Type	Cohésion (bars)	Angle de Frottement($^\circ$)
SC 01	ECH01: 5.20/5.50	CD	0.11	29
	ECH02: 6.50/7.00	CD	0.50	27
	ECH03: 10.50/11.00	CD	0.15	25.35
	ECH04: 11.00/12.00	CD	0.18	22.78
	ECH05: 14.00/15.00	UU	0.71	07
	ECH06: 14.00/15.00	CD	0.30	16.67
	ECH07: 17.00/18.00	CD	0.64	18.13
	ECH08: 19.00/20.00	CD	0.32	14.28
	ECH09: 24.00/25.00	CD	0.71	09
	ECH10: 29.00/30.00	CD	0.65	14
SC 02	ECH01 :11.00/11.80	CD	0.49	17
	ECH02 :20.00/20.80	UU	1.07	12
	ECH03 :22.00/23.00	UU	1.13	07
	ECH04 :20.00/20.80	CD	0.56	19
SC 03	ECH01: 2.00/3.00	CD	0.30	28
	ECH02: 6.50/7.00	UU	0.42	11
	ECH03: 14.00/15.00	CD	0.17	26
	ECH04: 14.00/15.00	UU	0.59	01
	ECH05: 18.00/19.50	CD	0.11	32
	ECH06: 18.00/19.50	UU	0.29	02
	ECH07: 25.00/26.00	CD	0.33	18
	ECH08:25.00/26.00	UU	0.95	10
SC 4	ECH01 :5.30/5.80	CD	0.42	09
	ECH02 :7.20/7.50	CD	0.29	22
	ECH03 :14.20/14.90	CD	0.21	28
	ECH05 :22.50/23.00	CD	0.22	20.30
	ECH06 :27.20/27.90	CD	0.23	12.71
	ECH07 :27.20/27.90	UU	0.88	03
	ECH08 :31.50/27.90	CD	0.47	19
	ECH09 :31.50/32.00	UU	1.13	01

III.7.2. Essai de compressibilité à l'œdomètre

Les essais œdométriques effectués sur des échantillons de sol intacts ont permis de déterminer l'indice de compression C_c (%), l'indice de gonflement C_g (%) et la contrainte

de préconsolidation P_c . Les résultats sont résumés dans le tableau III.10. Le degré de surconsolidation (OCR) qui représente le rapport entre la contrainte de préconsolidation (P_c) et la contrainte initiale verticale effective est également présenté dans le tableau.III.7.

Tableau III.7. Résultats de l'essai de compressibilité.

Sondage	Profondeur (m)	P_c (bars)	C_c (%)	C_g (%)	γ_h (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	σ_{v0} (KPa)	σ'_{v0} (KPa)	OCR
SC N°01	6.50/7.00	207	19.02	2.23	20.98	10.98	135.67	98.17	2.11
	8.00/8.70	240	12.68	3.51	20.55	10.55	168.55	115.05	2.08
	10.50/11.00	220	14.73	3.07	20.9	10.9	218.71	141.20	1.56
	14.00/15.00	238	14.09	3.56	20.93	10.93	297.19	182.19	1.3
SC N°02	11.00/11.50	201	12.81	05.79	20.93	10.93	224.47	141.97	1.41
	15.50/16.00	214	12.49	4.66	21.1	11.1	319.42	191.92	1.11
	22.00/23.00	198	13.35	6.23	20.5	10.5	457.79	262.79	0.75
	31.20/32.00	174	10.57	4.40	20.27	10.27	642.25	285.38	0.61
SC N°03	14.00/15.00	156	19.53	1.24	18.17	8.17	259.125	144.75	1.08
	18.00/19.50	186	19.02	3.35	19.75	9.75	340.1	184.725	1.01
	25.00/26.00	211	15.35	3.51	20.1	10.1	478.79	254.415	0.83
SC N°04	14.20/14.90	243	23.02	02.95	20.97	10.97	295.76	180.32	1.34
	18.30/18.80	193	19.53	3.17	20.5	10.5	377.76	222.32	0.87
	24.00/24.70	188	12.49	4.01	19.93	9.93	493.35	279.91	0.67
	27.20/27.90	148	11.34	6.07	20.55	10.55	559.11	313.67	0.47
	31.50/32.00	228	11.92	4.05	20.6	10.6	645.63	358.19	0.648

L'analyse des résultats montre que les valeurs de l'indice de compression (C_c) sont comprises dans la fourchette $0.10 < C_c < 0.25$ indiquant un sol moyennement compressible. L'indice de gonflement (C_g) varie de 2% à 6% ; ceci indique un sol gonflant car C_g est compris entre (). Les valeurs de OCR indiquent un sol normalement consolidé ($OCR < 1$) à surconsolidé ($OCR > 1$).

III.8. Essais in situ

III.8.1. Les essais de pénétration standard (SPT)

L'essai SPT se réalise par battage, il consiste à compter le nombre de coup N_1 pour obtenir un enfoncement de 15 cm et le nombre de coups N_2 pour obtenir un nouvel enfoncement de 15 cm. Le nombre total de coups

(N) nécessaires pour obtenir un enfoncement de 30 cm est alors : $N = N_1 + N_2$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau III.11 pour les SPT 1 et 2, le tableau III.8 pour les SPT 3 et 4.

Tableau III.8. Résultats des SPT N°1 et 2.

Sondage	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N=N1+N2
SC01	3.00-3.45	/	/	/	Refus
	6.00-6.45	5	04	03	07
	12.00-12.45	06	11	15	26
	18.00-18.45	04	08	13	20
	21.00-21.45	03	06	11	17
	24.00-24.45	13	21	27	48
	27.00-27.45	14	22	30	>50
	27.00-27.45	15	20	31	>50
	33.00-33.45	12	17	23	40
35.00-35.45	14	22	31	>50	
SC02	3.00-3.45	03	05	07	12
	6.00-6.45	04	06	09	15
	9.00-9.45	05	10	12	22
	12.00-12.45	08	11	13	24
	15.00-15.45	09	14	17	31
	18.00-18.45	18	21	25	46
	21.00-21.45	12	16	22	38
	27.00-27.45	15	25	25	50
33.00-33.45	24	29	33	>50	

Tableau III.9. Résultats des SPT N°3 et 4

Sondage	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N=N1+N2
	3.00-3.45	2	4	6	10
	6.00-6.45	3	3	4	7
	9.00-9.45	5	8	9	17
	12.00-12.45	5	5	6	11
	15.00-15.45	7	6	6	12
	18.00-18.45	10	11	11	22
	21.00/21.45	17	25	29	>50
	24.00-24.45	19	26	30	>50
	27.00-27.45	17	25	30	>50
	30.00-30.45	18	26	30	>50
SC04	3.00-3.45	3	3	4	7
	6.00-6.45	4	6	7	13
	9.00-9.45	/	/	/	Refus
	12.00-12.45	6	6	7	13
	15.00-15.45	12	Refus	Refus	Refus
	18.00-18.45	5	7	10	17
	21.00/21.45	2	2	2	4
24.00-24.45	13	15	15	30	

	27.00-27.45	21	25	21	46
	30.00-30.45	19	26	31	>50
	33.00-33.45	27	27	32	>50
	35.00-35.45	18	21	27	>50

L'analyse des résultats montrent que le nombre de coups N est compris entre 8 et 15 en surface (jusqu'à 7 m de profondeur), pour les quatre sondages, indiquant un sol ferme d'après le tableau II.1. Au-delà de 7 m et jusqu'à 18 et 21 m de profondeurs pour les sondages 1 et 2, 3 et 4 respectivement, le nombre N varie entre 15 et 30. Ceci correspond à un sol très ferme d'après le tableau II.1. En profondeur, au-delà de 24 m, le sol est dur car le nombre N est très élevé (supérieur à 30). Pour le SC04, on observe un refus à 9 et 15 m de profondeurs probablement dû à la présence de blocs. On constate également une valeur de N faible à 21 m indiquant peut être la présence d'une couche molle. Dans l'ensemble, ces résultats soulignent la présence de sols moyennement compacts en surface et durs en profondeur sur l'ensemble du site étudié.

III.8.2. Résultats des essais pressiométriques (SP)

Quatre sondages pressiométriques d'une profondeur de trente-cinq mètre (35m) ont été réalisés, avec des mesures effectuées chaque deux mètres (2 m). Les valeurs de la pression limite (P_l) et le module pressiométrique (E_M) déduits à partir des courbes pressiométriques sont présentés dans les tableaux III.13-

III.10. La pression limite nette (P_l^*) ainsi que le rapport (E_M/P_L) sont également présentés dans les tableaux

Tableau III.10. Résultats de l'essai pressiométrique SP N°1.

Profondeur (m)	E_M (Bars)	P_l (Bars)	P_0 (Bars)	$P_L^* = P_l - P_0$	E_M / P_L^*	E_M/P_l
2.00	27.05	2.67	0.307	2.363	11.44	10,13
4.00	42.32	1.77	0.614	1.156	36.60	23,91
6.00	32.78	1.45	0.921	0.529	61.96	22,6
8.00	54.53	4.34	1.228	3.112	10.66	12,6
10.00	84.14	5.53	1.535	3.995	21.06	15,2
12.00	59.38	4.67	1.842	2.828	20.99	12,7
14.00	120.47	6.88	2.194	4.686	25.70	17,51
16.00	131.20	6.92	2.456	4.464	29.39	18,96
18.00	111.65	8.03	2.763	5.267	21.19	13,90
20.00	126.39	10.91	3.07	7.84	16.12	11,58
22.00	210.28	15.14	3.377	11.763	17.87	13,89
24.00	211.57	17.35	3.684	13.666	15.48	12,19

26.00	454.61	21.07	3.991	17.079	26.61	21,58
28.00	370.89	26.07	4.298	21.772	17.03	14,23
30.00	407.58	30.86	4.605	26.255	15.52	13,21
32.00	401.04	31.20	4.912	26.288	15.25	12,85
34.00	383.39	28.44	5.219	23.221	16.51	13,48

Tableau III.11. Résultats de l'essai pressiométrique SP N°2

Profondeur (m)	E_M (Bars)	P_L (Bars)	P_0 (Bars)	$P_L^* = P_L - P_0$	E_M / P_L^*	E_M / P_L
2.00	205.74	2.71	0.305	2.405	95.91	75,92
4.00	207.74	2.44	0.61	1.83	66.13	85,14
6.00	11.48	2.38	0.915	1.465	24.10	4,82
8.00	16.80	2.64	1.22	1.42	11.83	6,36
10.00	38.34	2.54	1.525	1.02	69.08	15,09
12.00	137.89	3.71	1.83	1.88	73.34	37,17
14.00	38.43	5.65	2.135	3.515	10.93	6,80
16.00	161.83	6.43	2.44	3.99	40.55	25,17
18.00	310.98	11.01	2.745	8.265	37.62	28,25
20.00	237.58	10.98	3.05	7.93	29.95	21,64
22.00	643.58	13.19	3.355	9.83	65.43	48,79
24.00	575.25	18.76	3.66	15.10	38.09	30,66
26.00	714.39	24.83	3.967	20.86	34.24	28,77
28.00	767.36	25.52	4.27	21.25	36.11	30,07
30.00	809.87	34.36	4.575	29.78	27.19	23,57
32.00	616.53	34.36	4.88	29.48	20.91	17,94
34.00	126.12	26.48	5.185	21.29	5.92	4,76

Tableau III.12. Résultats de l'essai pressiométrique SP N°3

Profondeur (m)	E_M (Bars)	P_L (Bars)	P_0 (Bars)	$P_L^* = P_L - P_0$	E_M / P_L^*	E_M / P_L
2.00	164.80	2.60	0.289	2.311	71.31	63,38
4.00	108.13	2.17	0.578	1.592	67.92	49,83
6.00	91.76	2.17	0.868	1.302	70.47	42,29
8.00	49.19	1.31	1.157	0.153	223.09	37,55
10.00	56.50	4.71	1.447	3.263	17.31	107,54
12.00	110.93	8.83	1.7364	7.093	15.63	12,56
14.00	122.44	7.73	2.025	5.705	21.46	15,84
16.00	54.94	3.78	2.315	1.465	37.50	14,53
18.00	130.51	8.88	2.6046	6.275	20.79	14,70
20.00	916.86	16.58	2.894	13.68	66.99	55,30
22.00	127.88	14.25	3.1834	11.06	11.55	8,97
24.00	745.61	29.55	3.472	26.07	28.59	25,23
26.00	384.67	34.76	3.76	31.00	12.40	11,07
28.00	573.19	34.41	4.0516	30.35	18.88	16,66

30.00	420.90	37.97	4.341	33.62	12.51	11,09
32.00	560.11	40.17	4.630	35.54	15.75	13,94
34.00	598.36	41.67	4.919	36.75	16.28	14,36

Tableau III.13. Résultats de l'essai pressiométrique SP N°4.

Profondeur (m)	E_M (Brs)	P_L (Bars)	P_0 (Bars)	$P_L^* = P_L - P_0$	E_M / P_L^*	E_M / P_L
2.00	18.97	1.57	0.305	1.265	15.00	12,08
4.00	19.32	2.01	0.61	1.40	13.80	9,61
6.00	147.16	2.47	0.915	1.555	94.63	59,58
8.00	45.91	3.00	1.22	1.78	34.00	15,30
10.00	119.76	3.15	1.525	1.63	80.10	38,02
12.00	63.69	3.50	1.83	1.67	51.78	18,20
14.00	124.17	4.47	2.135	2.335	53.17	27,78
16.00	139.01	4.55	2.44	2.11	137.63	30,55
18.00	90.89	4.67	2.745	1.925	47.21	19,46
20.00	354.29	10.47	3.05	7.42	47.74	33,84
22.00	220.70	15.53	3.355	12.17	18.12	14,21
24.00	580.13	17.04	3.66	13.38	43.35	34,05
26.00	346.64	24.32	3.967	20.35	17.03	14,25
28.00	617.41	29.75	4.27	25.48	24.23	20,75
30.00	431.53	34.44	4.575	29.86	14.44	12,53
32.00	396.66	35.18	4.88	30.30	13.09	11,28
34.00	420.47	35.64	5.185	30.45	13.80	11,80

L'analyse des mesures pressiométriques révèle la nature du sol à différentes profondeurs en se basant sur les tableaux II.3 et II.4 présentés au chapitre II. Les résultats sont comme suit :

- En surface (jusqu'à 18 m de profondeur, la pression limite est faible (inférieure à 0.7 MPa) pour les quatre sondages ; indiquant un sol (argile et limon) mou.
- Entre 18 et 24 m de profondeur, la pression limite est moyenne (comprise entre 1 et 2 MPa) ; ce qui révèle un sol (argiles et limons) ferme.
- En profondeur (au-delà de 24 m), les pressions limites sont élevées (supérieures à 2.5 MPa), le sol est très ferme à dur.

Les valeurs du rapport E_M/P_L indiquent que le sol est légèrement consolidé ($12 < E_M/P_L < 15$) a fortement surconsolidé ($E_M/P_L > 15$) pour les quatre sondages pressiométriques. Cependant, on observe un rapport E_M/P_L compris entre 8 et 12 au niveau de certaines profondeurs ; le sol est normalement consolidé.

III.8.3. Essai de pénétration au cône (CPT)

Quatre essais CPTs ont été exécutés sur le site d'étude, les mesures de la résistance en

pointe (q_c) ont été effectuées chaque 20 cm de profondeur. Les mesures du frottement latéral (f_s) n'ont pas été effectuées, on ne peut pas donc utiliser les résultats des CPTs pour la classification des sols avec les différents abaques présentés dans le chapitre II. Cependant, on utilise les résultats de q_c pour la classification du sol d'après le tableau II.4 du chapitre II et on compare avec celle donnée par les autres essais in situ. On note que les CPTs 1 et 3 ont été effectués jusqu'à une profondeur de 17 m, le CPT 2 jusqu'à 14 m alors que le CPT 4 a atteint une profondeur de 25 m.

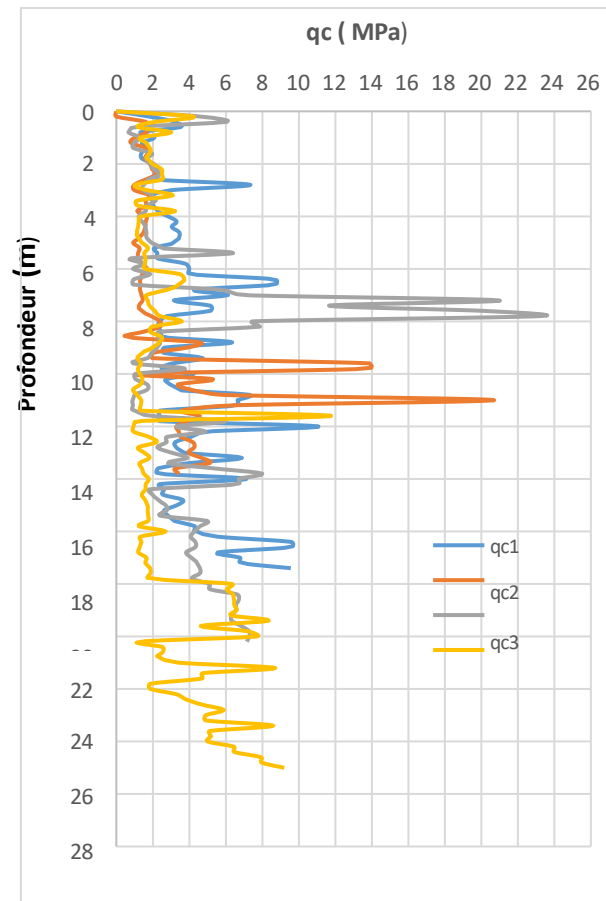


Figure III.5. Résistance en pointe (q_c) des quatre CPTs.

La figure III.5 montre les résultats de q_c en fonction de la profondeur pour les quatre essais CPTs. On constate qu'en surface (de 1 à 7 m de profondeur), les valeurs de q_c sont inférieures à 3 MPa pour les quatre CPTs, indiquant un sol mou (argiles et limons) d'après le tableau II.4. À partir de 7 m, les valeurs de q_c sont comprises entre 3 et 6 MPa pour les CPTs 1, 2 et 3, indiquant des argiles et limons fermes, sauf pour le CPT 4 où q_c est inférieur à 3 MPa jusqu'à 18 de profondeur. Au-delà de 18 m, le q_c est supérieure à 6 MPa, ce qui indique la présence d'un sol très ferme à dur. Des pics de q_c sont observés pour le CPT 2 à des profondeurs de 10 et 11 m et pour le CPT 3 entre 7 m et 8 m de profondeur. Ceci indique

probablement des passages de sols granulaires.

III.8.4. Comparaison entre les essais in situ (SPT, PMT et CPT)

Le SPT révèle un sol ferme en surface ($8 < N < 15$) jusqu'à 7 m, et très ferme à dur (N supérieur à 30) en profondeur (au-delà de 7 m). Les pressions limites ainsi que la résistance en pointe sont faibles en surface, moyennes à des profondeurs intermédiaires et élevées en profondeur. Par conséquent, les résultats des CPTs et des essais pressiométriques indiquent un sol mou en surface (jusqu'à 7 m de profondeur), ferme entre 7 et 18 m de profondeur et très ferme à dur au-delà de 18 m. La différence avec le SPT réside dans le type de la couche en surface (jusqu'à 18 m) ; liée probablement au nombre de coups N qui n'a pas été corrigé par manque de paramètres intervenant dans la correction. Globalement, il y a une cohérence entre les différents essais surtout en profondeur.

III.9. Corrélations entre essais in situ

Les corrélations peuvent être utilisées pour estimer des paramètres géotechniques à partir des résultats d'essais courants réalisés in situ, ou bien pour vérifier les valeurs mesurées et éliminer les valeurs douteuses. Dans notre cas, on va vérifier l'application de certaines corrélations, en particulier, on calcule les rapports de q_c/N , q_c/P_l , E_M/q_c , P_{l^*}/C_U et q_c/C_U , puis on les compare avec les valeurs données dans la littérature.

III.9.1. Corrélation entre le SPT (N) et le CPT (qc)

Pour essayer de trouver une corrélation entre la résistance en pointe (q_c) et le nombre de coups (N), nous avons calculé le rapport de q_c/N pour différentes profondeurs et pour les quatre essais. Les résultats (tableau III.17) sont comparés avec les valeurs existantes dans la littérature. D'après les résultats du tableau III.17, on constate que les valeurs sont comprises entre 0,1 et 0,4 avec une moyenne qui est de 0,22 ; ce qui correspond à l'intervalle donné pour les argiles dans la référence (Braja).

Tableau III.14. Résultats du rapport de q_c/N .

SC	Profondeur (m)	N	qc (MPa)	q_c/N
SC 1	3	Refus	3,03	/
	6	7	4	0,57
	12	26	11,7	0,45
SC 2	3	12	0,98	0,08

	6	15	1,69	0,11
	9	22	3,87	0,18
	12	24	3,29	0,14
SC 3	3	10	1,41	0,14
	6	7	0,91	0,13
	9	17	2,29	0,13
	12	11	3,28	0,30
	15	12	2,7	0,23
	18	22	5,12	0,23
SC 4	3	7	1,66	0,24
	6	13	1,57	0,12
	9	Refus	2,35	/
	12	13	1,09	0,08
	15	Refus	1,39	/
	18	17	1,87	0,11
	21	4	2,54	0,64
	24	30	5,11	0,17

III.9.2. Corrélation entre le CPT et PMT

Nous avons calculé les rapports entre la résistance en pointe et la pression limite (q_c/p_l), entre le module pressiométrique et la résistance en pointe (E_M/q_c), puis nous les avons comparés avec les valeurs reportées dans la littérature. Les résultats sont présentés dans le tableau III.18.

Tableau III.15. Résultats des corrélations entre CPT et PMT.

SC	profondeur(m)	Em (Mpa)	Pl (Mpa)	qc (Mpa)	q_c/p_l	E_M/q_c
SC 1	2	2,75	0,267	2,04	7,64	1.35
	4	4,232	0,177	2,83	15,99	1,50
	6	3,278	0,145	4	27,59	0,82
	8	5,453	0,434	2,39	5,51	2,28
	10	8,414	0,553	2,63	4,76	3,20
	12	5,938	0,467	4,24	9,08	1,40
	14	12,047	0,688	11,07	16,09	1,09
	16	13,12	0,692	4,3	6,21	3,05
SC 2	2	20,574	0,271	1,85	6,83	11,12
	4	20,774	0,244	1,65	6,76	12,59
	6	1,148	0,238	1,69	7,10	0,68
	8	1,68	0,264	2,41	9,13	0,70
	10	3,834	0,254	1,43	5,63	2,68
	12	13,789	0,371	3,29	8,87	4,19

SC 3	2	16,48	0,26	1,83	7,04	9,01
	4	10,813	0,217	1,22	5,62	8,86
	6	9,167	0,217	0,91	4,19	10,07
	8	4,919	0,131	7,43	56,72	0,66
	10	5,65	0,471	1,04	2,21	5,43
	12	11,093	0,883	3,28	3,71	3,38
	14	12,244	0,773	6,7	8,67	1,83
	16	5,494	0,378	4,29	11,35	1,28
	18	13,051	0,888	5,12	5,77	2,55
	20	91,686	1,658	7,28	4,39	12,59
SC 4	2	1,897	0,157	1,98	12,61	0,96
	4	1,932	0,201	1,32	6,57	1,46
	6	14,716	0,247	1,57	6,36	9,37
	8	4,591	0,3	2,39	7,97	1,92
	10	11,976	0,315	1,18	3,75	10,15
	12	6,369	0,35	1,09	3,11	5,84
	14	12,417	0,447	1,4	3,13	8,87
	16	13,901	0,455	1,74	3,82	7,99
	18	9,089	0,467	1,87	4,00	4,86
	20	35,429	1,047	4,62	4,41	7,67
	22	22,07	1,553	4,71	3,03	4,69
	24	58,013	1,704	5,11	3,00	11,35

On remarque qu'à l'exception de quelques valeurs élevées du rapport q_c/p_l , qui sont dues à la division sur des valeurs faibles de p_l , les valeurs sont comprises majoritairement entre 2 et 9 ; elles sont légèrement supérieures à l'intervalle 1-5 donné dans la référence. Si on écarte ces valeurs, on obtient une moyenne du rapport égale à 5,6 et un coefficient de variation de 36%. Pour l'essai 4, un rapport de 3 à 4 a été trouvé. Le rapport E_M/q_c varie dans l'intervalle 1-8 avec une moyenne de l'ordre de 5. Les résultats trouvés correspondent aux valeurs recommandées pour les argiles par plusieurs auteurs et qui sont présentés dans les tableaux 11.2 et 11.3 de la référence N° (geotechnical correlations).

III.10. Corrélations entre essais in situ et essais laboratoire

III.10.1. Corrélations entre la cohésion non drainées (C_u), q_c et p_l

Nous avons calculé les rapports de p_l/C_u et p_l^*/C_u pour les profondeurs où la cohésion (C_u) a été mesurée. Les résultats sont présentés dans le tableau III.19. C_u est la cohésion non drainée mesurée au laboratoire avec l'essai de cisaillement à la boîte.

Tableau III.16. Les résultats des rapports Pl^*/C_U et q_c/C_U .

N°SC	profondeur (m)	Type	Cu (MPa)	Pl*(MPa)	Pl^*/C_U	qc (MPa)	q_c/C_U
SC 1	14/15	UU	0,071	0,46	6,45	2,35	33,10
SC 2	20/20,80	UU	0,107	0,79	7,41		
	22/23	UU	0,113	1,25	11,04		
SC 3	6,50/7	UU	0,042	0,07	1,74		
	14/15	UU	0,059	0,36	6,08	1,79	30,34
	18/19,50	UU	0,029	0,63	21,62	5,11	176,21
	25/26	UU	0,095	3,10	32,63		
SC 4	27,2/27,9	UU	0,088	2,50	28,41		
	31,5/32	UU	0,113	3,03	26,81		

Les valeurs du rapport Pl^*/C_U sont comprises entre 6 et 15 pour les essais 1, 2 notamment ; ce qui correspond aux valeurs données dans les références (3 références) avec une moyenne de 7,5. Pour les essais 3 et 4, les valeurs calculées sont très élevées ; elles sont peut être liées à la cohésion mesurée avec les difficultés de maîtrise des conditions de drainage pour l'essai de cisaillement à la boîte.

On note 3 valeurs uniquement du rapport q_c/C_U car l'essai CPT n'a pas atteint les grandes profondeurs. On constate que deux valeurs du rapport de q_c/C_U sont proches de la borne supérieure de l'intervalle 20-30 données pour les argiles dures surconsolidées (règle de Thum (référence N° geotechnical correlations) pour un CPT mécanique. La valeur élevée pour le SC03 est peut être lié la division par une faible cohésion

En conclusion, on peut dire que les résultats des corrélations, utilisées dans notre cas, sont globalement concordants avec ceux donnés dans la littérature pour les argiles. Cependant, il convient de les interpréter avec précautions et de les vérifier quand on a plusieurs essais à notre disposition.

III.12. Conclusion

La comparaison des résultats des essais in situ avec ceux des essais de laboratoire montrent globalement des résultats cohérents pour les quatre sondages. En effet, les essais in situ (PMT et CPT) révèlent un sol mou à ferme en surface et très ferme à dur en profondeur. Ces résultats sont confirmés par les essais de laboratoire indiquant un sol argileux peu plastique à plastique, moyennement compressible en surface, peu compressible et dur en profondeur avec des densités sèches élevées. Les valeurs de OCR ont indiqué un sol normalement consolidé à surconsolidé ; ce qui est confirmé par le rapport E_M/PL .

CHAPITRE IV

Etude sismique à réfraction

Etude sismique à réfraction

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, une étude géotechnique préliminaire a été réalisée sur le site afin de mieux connaître les conditions du sol et de sous-sol. Une campagne de sismique réfraction a été menée sur le site, cette méthode géophysique a permis de cartographier la structure du sous-sol et identifier les différentes couches géologiques, en se basant sur la vitesse de propagation des ondes sismiques. Les résultats de ces investigations ont été analysés et interprétés selon les critères de classification des sols définis par le RPA 2003 et le RPA 2024.

IV.2. Investigation géotechnique des sols en places

Le programme des travaux de reconnaissance préliminaire au niveau du site «Ensembles promotionnel à l'Edimco » consiste en la réalisation de deux profils Géophysiques (sismique réfraction). La figure IV.1 montre la localisation des deux profils sismiques.

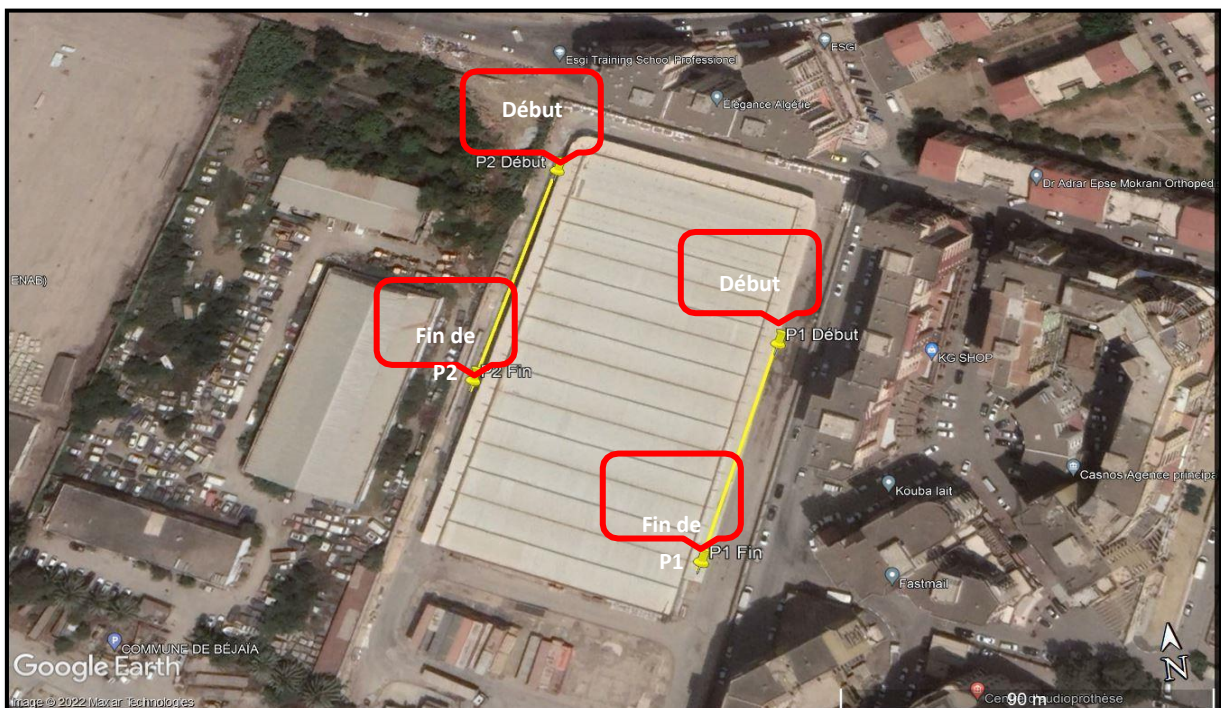


Figure IV.1. Localisation des profils sismiques au niveau du site.

IV.3. Sismique Réfraction

La sismique réfraction consiste à provoquer un ébranlement artificiel à l'aide

d'un marteau, l'ébranlement déforme le milieu traversé, ces déformations se propagent sous forme d'ondes réfractées sur les surfaces de discontinuité et enregistrées à l'aide des géophones. Les temps de propagation permettent de calculer les vitesses de propagation des ondes dans le sous-sol.

Dans notre étude on ne s'intéresse qu'aux ondes primaires de vitesses " V_P ", qui permettent de mesurer les épaisseurs des couches et d'apprécier leur nature, et aux ondes secondaires de vitesse " V_S " qui permettent de classer le sol d'après les règles parasismiques Algériennes.

IV.4. Positions géographiques des profils

Tableau IV.1. Les coordonnées UTM des profils sismique.

N° du profil sismique	Coordonnées UTM du début du profil sismique	Coordonnées UTM de fin du profil sismique
Profil 1	X= 682801m E ; Y= 4068654m N	X= 682774m E ; Y= 4068596m N
Profil 2	X= 682721m E ; Y=4068651m N	X= 682748m E ; Y= 4068712m N

IV.5. Equipements de mise en œuvre

Le laboratoire a réalisé les essais de reconnaissance géophysique par sismique réfraction à l'aide d'un équipement performant constitué des éléments suivants :

- Un TERRALOC PRO2 48 CHANNEL, à canaux multiples.
- 12 géophones verticaux connectés à une tresse sismique modèle 4.5 HZ (pour MASW).
- 12 géophones horizontaux connectés à une tresse sismique modèle 10 HZ.
- Une source d'énergie sismique Masse de 10 kg et autres sources comme le bruit des véhicules, vents etc. ...

IV.6. Acquisition des données sismiques

Nous avons réalisé un deux (02) profils sismique avec une longueur égale à 55 mètres et un pas régulier decinq(05) mètres, puis nous avons effectué 5 tirs pour ce profil :

- Deux tirs direct (T_D), sources = -5m.
- Un tir au milieu du profil tir centré (T_C), source = 27.5 m.
- Deux tirs reverse (T_R), sources = 60 m.

IV.7. Interprétation des profils sismiques

L'objectif de ce profil, est la détermination des contrastes des vitesses de propagation des ondes de compression (V_p) et des vitesses de propagation des ondes de cisaillement (V_s) et la classification du site.

Profil 01

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes et les épaisseurs suivantes :

Tableau IV.2. Vitesses de propagation des ondes pour profil 01.

Vitesse de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Épaisseurs (m)
$V_{p1}= 600$	$V_{s1}=152$	0 – 2.0	2.0
$V_{p2}=1200$	$V_{s2}=225$	2.0 – 15.0	13.0
$V_{p3}= 2800$	$V_{s3}=264$	15.0 –

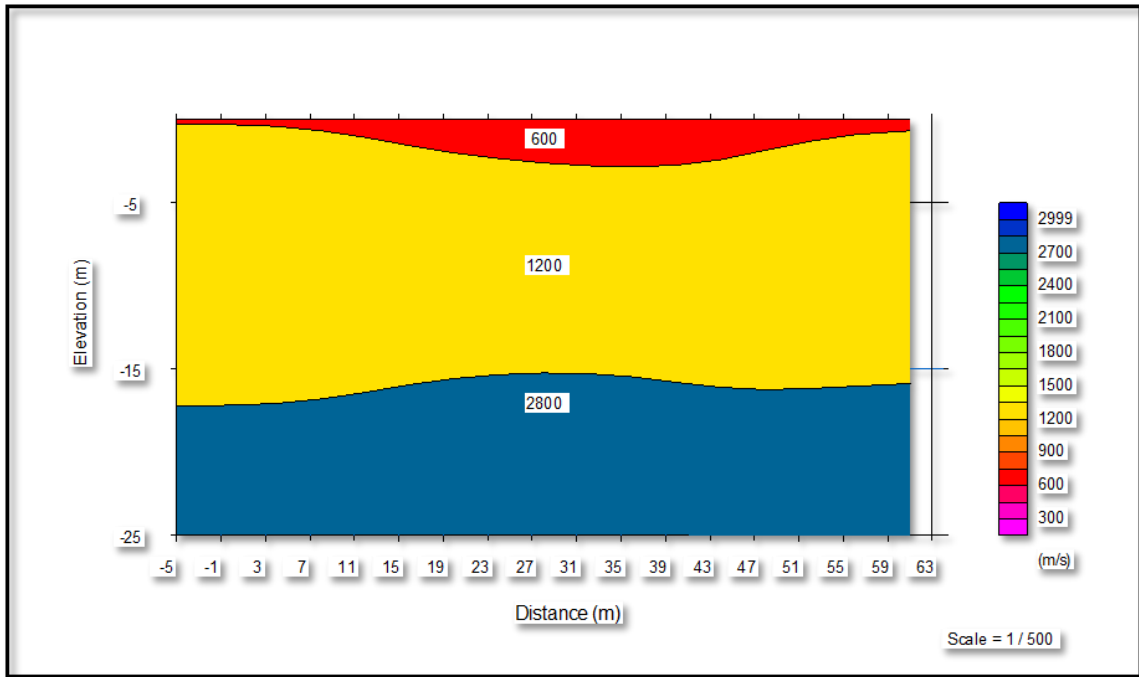


Figure III.2. Modèle de terrain du profil sismique (ondes de compression) N°01.

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées aux moyens de l’essai géophysique réalisé sur site avec la méthode MASW sont présentées sur la figure III.3.

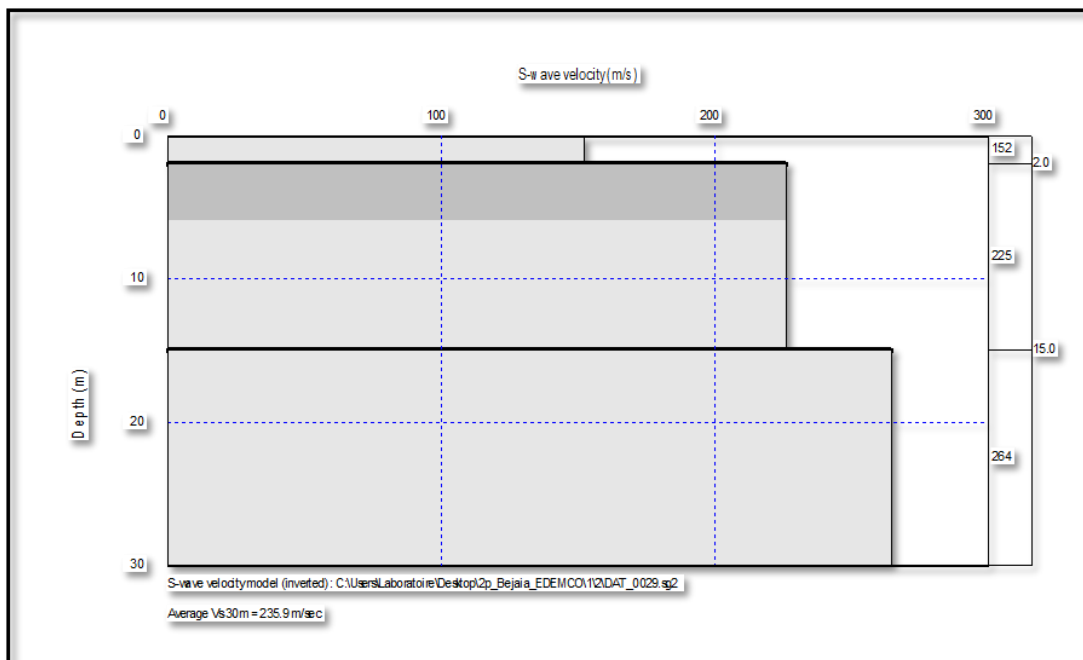


Figure III.3. Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 1 (ondes de cisaillement).

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes :

Une couche de recouvrement apparaît avec une épaisseur moyenne de 2,00 mètres, révèle des vitesses des ondes de compression de l'ordre de 600 m/s, et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 152 m/s. Le deuxième terrain apparaît avec une épaisseur moyenne de 13,00 mètres, présente des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l'ordre de 1200 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 225 m/s.

Le troisième terrain apparaît à partir de 15 m, présente des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l'ordre de 2800 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 264 m/s.

Profil 02 :

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes et les épaisseurs suivantes :

Tableau IV.3. Les vitesses de propagation des ondes pour profil 02.

Vitesse de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs (m)	Épaisseurs (m)
$V_{p1} = 650$	$V_{s1} = 143$	0 – 2.0	2.0
$V_{p2} = 1250$	$V_{s2} = 241$	2.0 – 15.0	13.0
$V_{p3} = 2600$	$V_{s3} = 291$	15.0 –

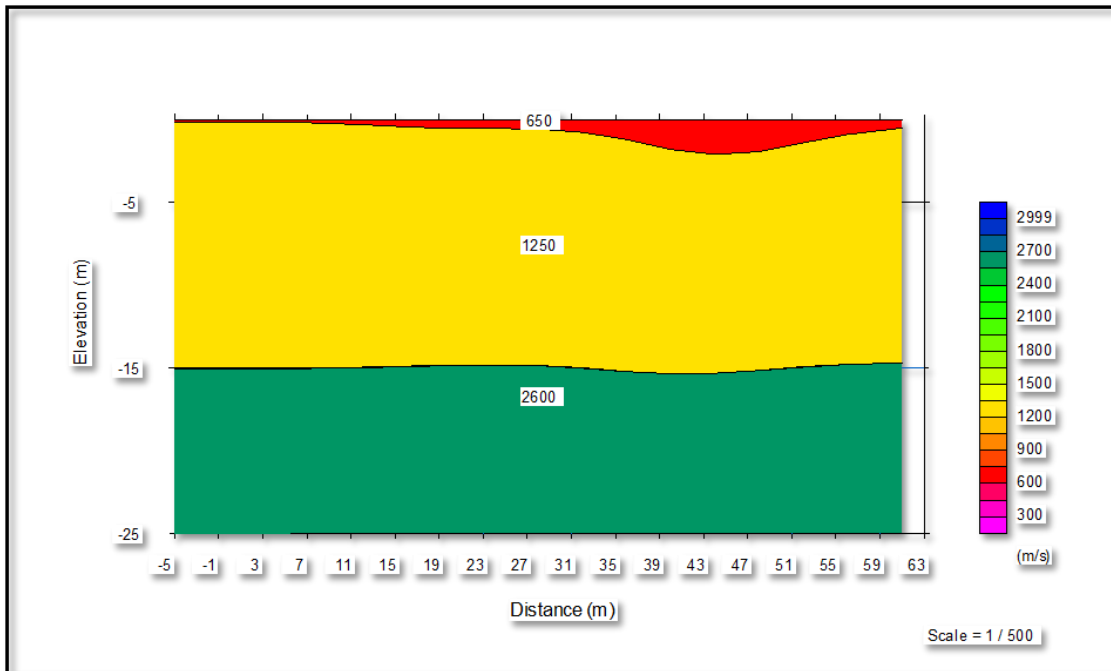


Figure III.4. Modèle de terrain du profil sismique N°02 (ondes de compression).

La figure III.5 Présente les vitesses des ondes de cisaillement données par la méthode MASW pour le profil 2.

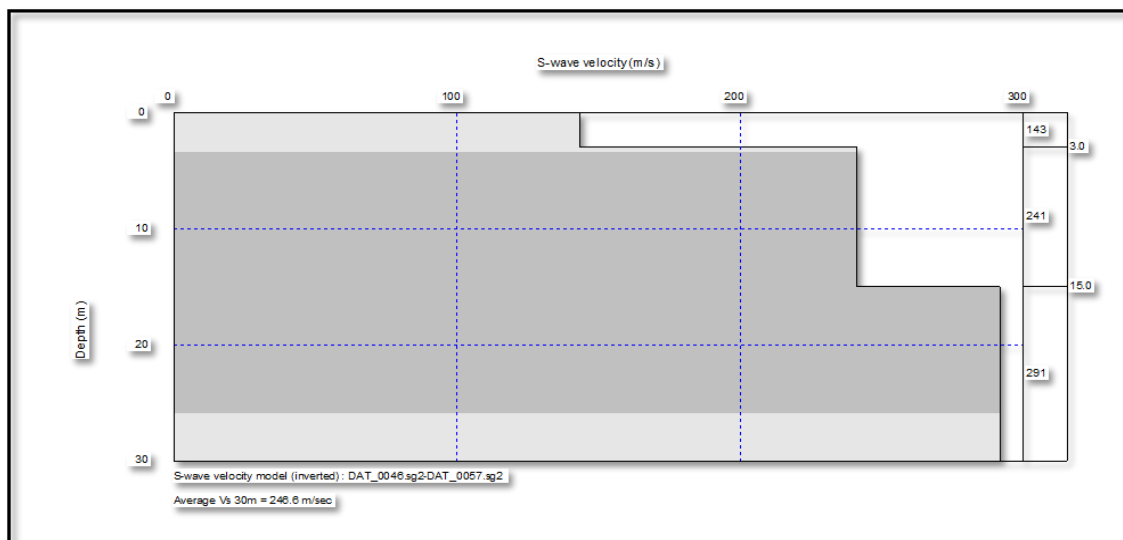


Figure III.5. Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 2.

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes :

Une couche de recouvrement apparaît avec une épaisseur moyenne de 2,00 mètres, révèle des vitesses des ondes de compression de l'ordre de 650 m/s, et des vitesses des

ondes de cisaillement de l'ordre de 143 m/s.

Le deuxième terrain apparaît avec une épaisseur moyenne de 13.00 mètres, présente des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l'ordre de 1250 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 241 m/s.

Le troisième terrain apparaît à partir de 15.00 mètres, présente des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l'ordre de 2600 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 291 m/s.

IV.8. Classification du site d'après le RPA99/2003

Afin de pouvoir classer le site en question suivant l'article 3.3.1 du RPA 99/2003, on s'est intéressé particulièrement à la deuxième couche où seront ancrées les fondations et nous avons calculé les moyennes harmoniques (paragraphe II.8.3) de la pression limite (P_l), du nombre de coups (N) et de la résistance en pointe (q_c) pour les quatre essais réalisés sur l'assiette du projet. Les résultats sont présentés dans le tableau III.4.

Tableau III.4. Résultats des moyennes harmoniques pour les différents essais.

	SPT	PS	CPT
N° essai	\bar{N}	\bar{P}_l (MPa)	\bar{q}_c (MPa)
01	17.29	0.451	3.51
02	20.61	0.415	2.21
03	11.51	0.391	2.75
04	16.87	0.353	2.25

On constate que \bar{N} harmonique varie entre 10 et 50 ce qui indique un sol meuble (catégorie S3) d'après le tableau 3.2 du RPA 2003. La même classification est obtenue avec les résultats de \bar{q}_c qui varient dans l'intervalle [1.5-15]. La pression limite harmonique (\bar{P}_l) obtenue est inférieure à 1 MPa ; ceci permet de classer le sol dans la catégorie S4 (sol très meuble). On remarque que le sol est classé comme meuble

par trois essais (SPT, CPT et Vs) ; la différence de classification avec l'essai pressiométrique peut être liée aux incertitudes sur la pression limite mesurée.

IV.9. Classification du site d'après le RPA 2024

Les sites sont classés en cinq (05) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Les quatre (04) premières catégories, sont établies en se basant sur la moyenne des propriétés de sol sur une profondeur minimale de 30 m. l'autre catégorie concerne les sites nécessitant des investigations spécifiques. Il convient de classer le site selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement sur les 30 mètre supérieurs (V_{S30}). Ce paramètre est le plus fiable pour la classification du site. En cas d'indisponibilité de Vs, il convient d'utiliser les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (CPT, SPT, Pressiomètre, etc).

Tableau IV.5. Classification des sites. [RPA2024]

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa)	N_{30} (coups)	Cu_{30} (KPa)	R_{c30} (MPa)	Pl_{30} (MPa)	Ep_{30}	V_{S30}
S1	Rocheux (a)	-	-	-	>10	>5	>100	>800
S2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S5	Site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf.3.3.3)	-	-	-	-	-	-	-

(a) Essai SPT

$$N_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{N_i}} \text{ [RPA2024]}$$

(b) - Pénétromètre statique

$$q_{c30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{q_{ci}}} \text{ [RPA2024]}$$

(c) – Pressiomètre

$$P_{l30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{P_{li}}} \text{ [RPA2024]}$$

(d)– Vitesse des ondes de cisaillement

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}}} \text{ [RPA2024]}$$

Dans notre cas, nous avons calculé V_{S30} pour les deux profils sismiques ainsi que le P_{l30} pour les quatre essais pressiométrique. Les résultats sont résumés dans le tableau IV.5. On note que les essais CPTs n'ont pas atteint les 30 m de profondeur.

Tableau IV.6. Résultats de P_{l30} et V_{S30}

	SC01	SC 02	SC03	SC04
$P_{l30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{P_{li}}} \text{ (MPa)}$	1.07	1.02	1.04	1
	Profile 01		Profile 02	
$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}}} \text{ (m/s)}$	235.9		246.6	

La valeur de V_{s30} calculée pour le profil 1 est égale à 235.9 m/s ; elle comprise entre 180 et 360 m/s ce qui place le sol dans la catégorie **S3 (sol meuble)** d'après le RPA 2024. La même classification est obtenue pour le profil 2 ($V_{s30} = 246.6$ m/s). Les valeurs de P_{130} varient entre 1 et 2 MPa ; le sol est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) d'après le tableau 3.1 du RPA 2024. La comparaison de cette classification avec celle du RPA 2003 montre que l'essai pressiométrique donne la catégorie S3 au lieu de S4. Le sol de la couche considérée est donc classé dans la catégorie S3 (sol meuble) avec tous les essais in situ.

IV.10. Conclusion

Les résultats de la sismique réfraction ont permis de distinguer généralement l'existence de trois terrains. Une couche de recouvrement apparaît avec une épaisseur moyenne de 2,00 mètres et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 143 à 152 m/s.

Le deuxième terrain ayant une épaisseur moyenne de 13.00 mètres et présente des vitesses des ondes de cisaillement de 225 à 241 m/s.

Le troisième terrain apparaît à partir de 15.00 mètres, présente des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 264 à 291 m/s.

L'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol selon le tableau 3.2 de règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003) en catégorie S3. La même catégorie a été obtenue en utilisant les moyennes harmoniques du nombre de coups et de la résistance en pointe des essais SPT et CPT respectivement. Cependant, la classification en utilisant la pression limite harmonique moyenne a donné la catégorie S4 (très meuble). La comparaison avec la classification du RPA 2024 a montré que même l'essai pressiométrique donne la catégorie S3 au lieu de S4. Le sol de la couche considérée est donc classé dans la catégorie S3 (sol meuble) avec tous les essais in situ.

Conclusion générale

La classification des sols repose, en général, sur une approche combinant les résultats d'essais en laboratoire et d'essais in situ. Ces essais permettent d'évaluer les principales propriétés géotechniques du sol, telles que la granulométrie, la plasticité, la résistance mécanique et la rigidité. Les essais en laboratoire fournissent des informations sur la composition et le comportement du sol à partir de petits échantillons, tandis que les essais in situ nous renseignent sur le comportement réel des sols en place. Ainsi, en combinant les informations issues des essais de laboratoire, des essais in situ et de l'étude sismique, il est possible de réaliser une caractérisation approfondie du site et d'optimiser la conception des infrastructures, en particulier dans les zones à risque sismique élevé.

Dans ce contexte, notre travail a fait l'objet de l'étude du site destiné à la réalisation d'un ensemble de logements promotionnels, composé de 10 blocs en R+9, situé à l'endroit dit « EDIMCO » dans la wilaya de Bejaia, pour lequel une campagne de reconnaissance intense a été effectuée. Elle inclut 4 sondages carottés et des SPT, 4 essais pressiométrique, 4 essais CPTs et des essais de laboratoire sur plusieurs échantillons de sol. En plus, d'une étude préliminaire du site par sismique réfraction. Les résultats obtenus sont résumés comme suit :

- L'analyse des résultats des sondages carottés a montré que le terrain est constitué d'une couche d'argile limoneuse peu graveleuse jusqu'à une profondeur qui varie entre 18 m à 27 m de profondeur. Au-delà, le sol est composé d'argiles marneuses compactes de couleur grisâtre,
- Les essais de compressibilité à l'œdomètre ont indiqué un sol moyennement compressible à compressible ($0.10 < C_c < 0.25$, normalement consolidé ($OCR < 1$) à surconsolidé ($OCR > 1$),
- Le SPT a révélé un sol ferme en surface ($8 < N < 15$) jusqu'à 7 m, et très ferme à dur (N supérieur à 30) en profondeur (au-delà de 7 m),
- Les résultats des CPTs et des essais pressiométrique ont indiqué un sol mou en surface (jusqu'à 7 m de profondeur), ferme entre 7 et 18 m de profondeur et très ferme à dur au-delà de 18 m. La différence avec le SPT réside dans le type de la couche en surface (jusqu'à 18 m) ; liée probablement au nombre de coups N qui n'a pas été corrigé par manque de paramètres intervenant dans la correction,

- La comparaison des résultats des essais in situ avec ceux des essais de laboratoire a montré, globalement, des résultats cohérents pour les quatre sondages.

Globalement, il y a une cohérence entre les différents essais surtout en profondeur.

L'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol selon le tableau 3.2 de règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003) en catégorie S3. La même catégorie a été obtenue en utilisant les moyennes harmoniques du nombre de coups et de la résistance en pointe des essais SPT et CPT respectivement. Cependant, la classification en utilisant la pression limite harmonique moyenne a donné la catégorie S4 (très meuble). La comparaison avec la classification du RPA 2024 a montré que même l'essai pressiométrique donne la catégorie S3 au lieu de S4. Le sol de la couche considérée est donc classé dans la catégorie S3 (sol meuble) avec tous les essais in situ.

Annexes

Bibliographie :

- [1] : Bertrand Hubert Bruna Philipponnat Olivier Payant Moulay Zerhouni, Olivier Payant Moulay Zerhouni, « Fondation et ouvrage en terre Géotechnique du BTP », Année 2019 éditions Eyrolles61, bd Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05 [www. Edition-Eyrolles. Com](http://www.Edition-Eyrolles.Com)
- [2] : Mehrez Khemakhem avec la collaboration de Zouheir Bouarada, cour « Eléments de géotechnique » <https://fr.scribd.com>
- [3] : Norme NF P 94-051, Détermination des limites d'Atterberg, année 1993.
- [4] : Dr Hadji R, 2019/2020, Cour de mécanique des sols, Université Ferhat Abbes. Sétif 1. <https://fr.scribd.com>
- [5]: Norme [NF P 94-050], Détermination la teneur en eau pondéral des matériaux. Année 1995
- [6]: Norme [NF P 94-116], essai de pénétration au carottier, année 1991
- [7]: Norme [NF P 94-114 et 115], essai de pénétration dynamique type A et type B ; année 1990
- [8]: Norme [NF P 94-113], essai de pénétration statique ; année 1996
- [9] : Venkata A. Sakleshpur, Monica Prezzi, Rodrigo Salgado, Mir Zaheer, 2021, CPT-Based Geotechnical Design Manual, Volume 2 : CPT-Based Design of foundations –Methods
- [10] : Norme [NF P 94-119] ; essai au piezocône ; année 1995
- [11] : Norme [NF P-94-110-1], essai pressiométrique Menard, partie 1 sans cycle ; année 2000
- [12] : TIFRANI Dehia, (2015/2016), Analyse numérique de l'essai pressiométrique au calcul des fondations et tassements, Mémoire de fin d'étude. Présentée à l'université Mouloud MAMMERI Tizi Ouzou. <https://fr.scribd.com>
- [13] : Règles parasismique Algériennes RPA 99/ 2003
- [14] : Jay Ameratunga. Nagaratnam Sivakuygan Braja M. Das ; « Corrélations of soil Rock Properties in Geotechnical Enginneering ; Édition : Brisbane, QLD, Australia Townsville, QLD, Australia Henderson, CA, USA. <http://www.springer.com/series/13410>
- [15]: Verbrugge J- C, Christian S ; « Geotechnical Correlations for Soil and Rocks » ; années 2016. First published 2018 in Great Britain and the United States by ISTE Ltd and JohnWiley et Sone, Inc.



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01

Projet : Réalisation d'un Ensemble Promotionnel à l'edimco
 Client : SARL CROMAN

Dossier N° : -35-2022

Endroit :

Date début :
 Date fin :
 Profondeur forée (m) : 35
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS
 X :
 Y :
 N :

Boue de forage
 Type forage
 Motricité

Etat des échantillons
 Intact Remanié
 Paraffiné Roque

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RCO	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
		25	50	75	100										Prof (m)	N0	N1	N2
3.0	-2.30 2.30													Remblais				
6.0														Argiles limoneuses peu graveleuses, humides et plastiques de couleur sombre.				
13.0	-16.00 16.00 -13.00 13.00													Argiles peu graveleuses, humides et plastiques de couleur sombre.				
21.0														Argiles limoneuses, humides et peu plastiques avec présence de bancs centimétriques de grès fracturés.				
27.0	-26.00 26.00													Argiles marneuses, humides et plastiques de couleur grisâtre.				
35.0	-35.00 35.00													Fin du forage à une profondeur de 35 m.				

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

- CR Carottier fendu
- TV Tube à perforance
- PS Tube à perforance
- CR Tube carottier

ABREVIATIONS :

- AS Analyse granulométrique
- S Sédiments fins
- L Limites d'Atterberg (LL, PL)
- V Tenue en eau
- PV Poids volumique (So, D_s)
- A2 Aire de criblage
- DB Casier métrologique
- TR Casier métrologique
- AC Résistance à la compression
- DBD Essai oedométrique
- S_u Siffonement (qs)
- R Retus à l'entonnement

Préparé par

Vérifié par

25-10-2022

Page 1 de 1



Projet : Réalisation d'un Ensemble Promotionnel à l'edimco

Dossier N° : -35-2022

Cliant : SARL CROMAN

Endroit :

Date début :
 Date fin :
 Profondeur forée (m) : 35
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage
 Type forage
 Foreuse :

Etat des échantillons
 Intact Ramané Paraffiné Roche

Echelle (m)	Niveau (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
		25	50	75	100										Prof (m)	N0	N1	N2
-1.00	1.00													Souche de Béton -Remblais				
3.0														Argiles limoneuses, peu graveleuses, humides et plastique				
6.0																		
12.0																		
18.0																		
18.00	18.00													-Argiles marneuses humides et peu plastiques de couleur sombre.				
24.0																		
24.00	24.00													-Argileux marneuses humides et plastiques de couleur grisâtre.				
27.0																		
30.0																		
33.0																		
36.0	35.00													Fin du forage à une profondeur de 35 m.				
39.0																		
42.0																		
45.0																		
48.0																		
51.0																		

de couleur marron.

49 Soifbis 2013

REMARQUES :	TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :
	CP Carottier fendu TM Tube à section mince PS Tube à section fixe CR Tube carottier	AG Atte de géométrie B Béton armé L Limon à Arènes (L.A.P.) A Teneur en eau PV Poids volumique (d _s) AC Analyse chimique
Préparé par	Vérifié par	25/10/2022 Page 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 03

Projet : Réalisation d'un Ensemble Promotionnel à l'édimco
 Client : SARL CROMAN

Dossier N° : -36-2022
 Endroit :

Date début : Date fin :	Coordonnées GPS: X : Y : Z :	Boue de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Ramené <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roqué <input type="checkbox"/>
----------------------------	---------------------------------------	--	---

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
		25	50	75	100										Prof (m)	N0	N1	N2
	-1.50 1.50												-Remblais					
3.5													Argiles limoneuses peu graveleuses humides et plastiques de couleur sombre.					
7.0													-Argiles graveleuse, humides de couleur sombre.					
10.5													-Argiles marneuses humides et peu plastiques de couleur grisâtres.					
14.0																		
17.5	-13.00 13.00																	
21.0																		
24.5	-24.00 24.00																	
28.0																		
31.5																		
35.0	-35.00 35.00												Rin du forage à une profondeur de 35 m					
38.5																		
42.0																		
45.5																		
49.0																		
52.5																		
56.0																		
59.5																		

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
 CR Carottier fendu
 TM Tube à paroi mince
 PS Tube à paroi épaisse
 CR Tube carottier

ABREVIATIONS :
 AG Analyse granulométrique
 B Biométronomie
 L Lames d'acier (LW) P
 W Teneur en eau
 RV Poids volumique (G_s)
 AC Analyse chimique
 CB Cassi lement rectiligne
 TR Cassi lement triaxial
 Rc Résistance à la compression
 CBQ Essai géométrique
 SL Solfement (so)
 R Refus d'enfoncement

09 - Soliforts 2013



Projet : Réalisation d'un Ensemble Promotionnel à l'edimco Client : SARL CROMAN						Dossier N° : -36-2022 Endroit :											
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 35 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>											
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération				FOU	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	Détail Essais SPT			
		14	30	4	100									SPT (N1 + N2)	Prof (m)	N0	N1
2.5	-1.00 -3.00 3.00												-Remblais Argiles limoneuses peu graveleux humides et plastiques de couleur marron				
7.5													Alluvions moyennes composés (d'argiles, sables et gravier)				
12.5	-11.40 11.40												-Argiles limoneuses, graveleuses, humides et plastiques de couleur sombre.				
17.5	-15.00 15.00												-passage alluvionnaire				
20.0	-17.30 17.30												-Argiles limoneuses peu graveleuses ; humides et plastiques de couleur marron				
22.5	-21.00 21.00												-Argiles limoneuses peu graveleuses humides et plastiques de couleur sombre.				
25.0	-25.00 25.00												-Argiles humides et plastique peu graveleuses de couleur sombre.				
27.5	-27.00 27.00												Argiles marneuses humides et plastique de couleur grisâtre.				
35.0	-35.00 35.00												Fin du forage à une profondeur de 35 m.				
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :			
												CP Carottier fendu TM Tube à paroi mince PS Tube à paroi fine CR Tube carottier		AS Analyse granulométrique S Sédimétrie L Limites d'Atterberg (ML, PL) A Teneur en eau RV Poids volumique (G _s , G _m) AC Analyse chimique CB Casséimétrique TR Casséimétrique RC Résistance à la compression SPT Essai pénétrométrique S ₁ Sondement R Refus à l'enfoncement			
Préparé par :						Vérifié par :						25/10/2022		Page 1 de 1			

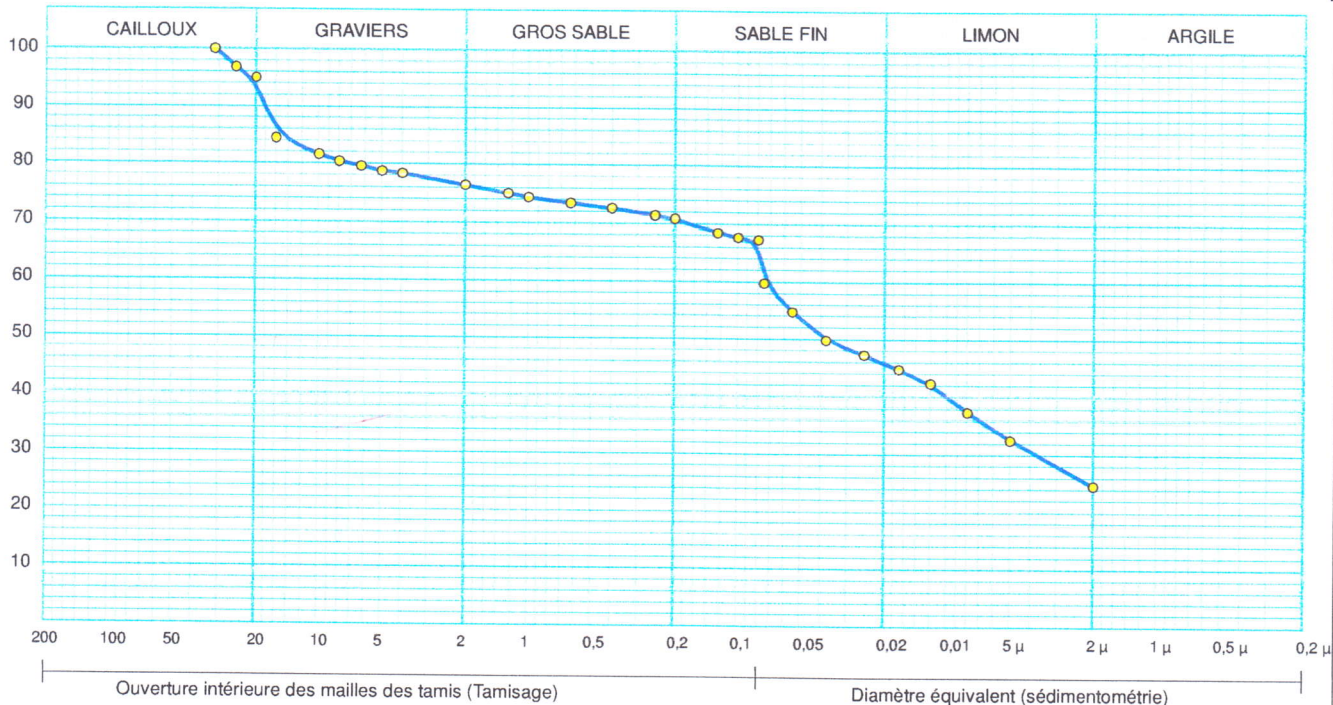


Client :
Projet : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA
Endroit : BEJAIA

N° Projet : 35-22-0007
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : 01
 Profondeur : 4.80/5.00
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 19/07/22

—●— Sondage: 01 : 4.80/5.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
31,50	100,00	80,00 μm	67,20
25,00	96,80	75,00 μm	59,73
20,00	95,00	55,00 μm	54,75
16,00	84,40	38,00 μm	49,77
10,00	81,60	25,00 μm	47,28
8,00	80,40	17,00 μm	44,79
6,30	79,60	12,00 μm	42,30
5,00	78,80	8,00 μm	37,32
4,00	78,40	5,00 μm	32,48
2,00	76,40	2,00 μm	24,61
1,25	75,00		
1,00	74,40		
0,63	73,40		
0,40	72,60		
0,25	71,40		
0,20	70,80		
0,125	68,40		
0,10	67,60		

Remarque :

Préparé par :
 DAIBOUN S K

Approuvé par :
 BOUKOUCHA DJ

Date :
 26/07/22



Client :

N° Projet : 35/2022

Projet : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA

Endroit :

Sondage n° : 01

Date essais : 27/07/22

Profondeur : 3.50/3.80

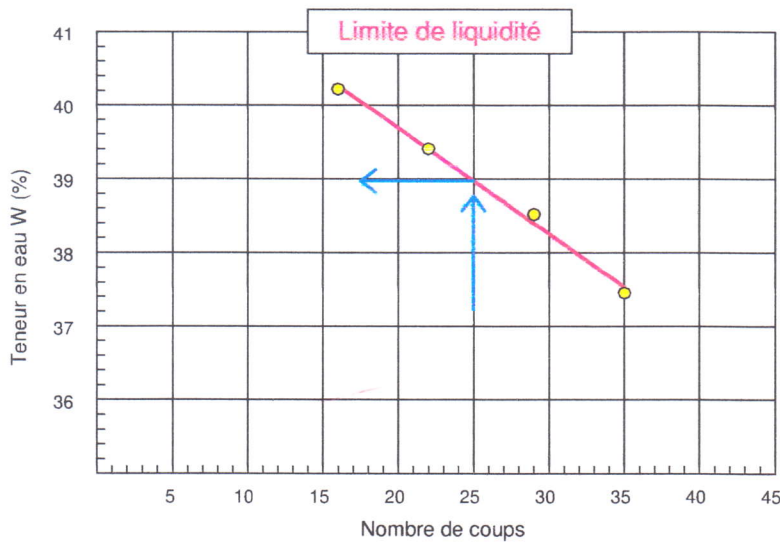
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 38,97

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 13.92

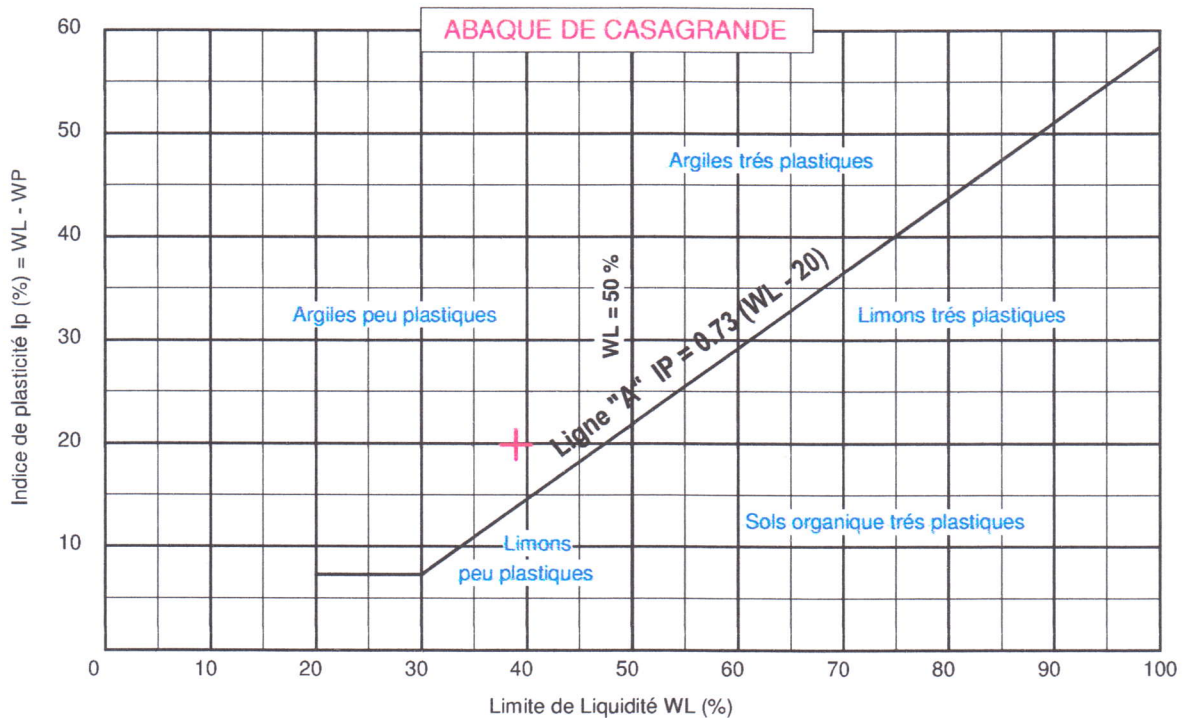
Limite de Plasticité (%) : WP = 19,09

Indice de Plasticité (%) : IP = 19,88



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	19,06
2	19,14
3	19,08



Remarque :

Préparé par :
 BENSADI S

Approuvé par :
 BOUKOUCHA DJ

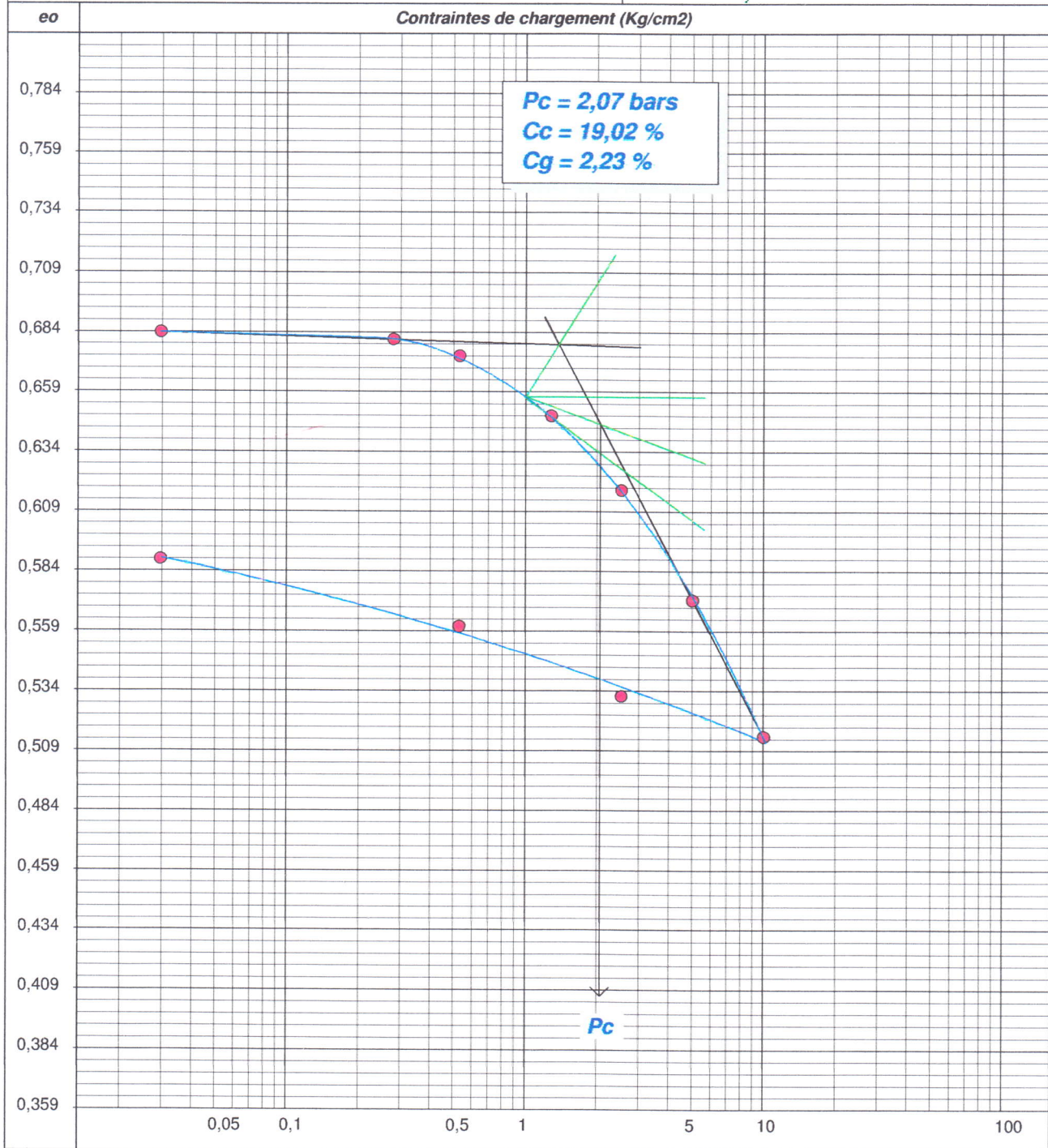
Date :
 31/07/22

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO
Lieu : BEJAIA
Client : /
Nature :

Réf Sondage : 01
Profondeur : 6,50/7,00
Date essai : 19/07/22
Opérateur : DAIBOUN S K



COURBE DE CONSOLIDATION

Méthode de Casagrande

Norme : XP P 94-090-1

Etude : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO

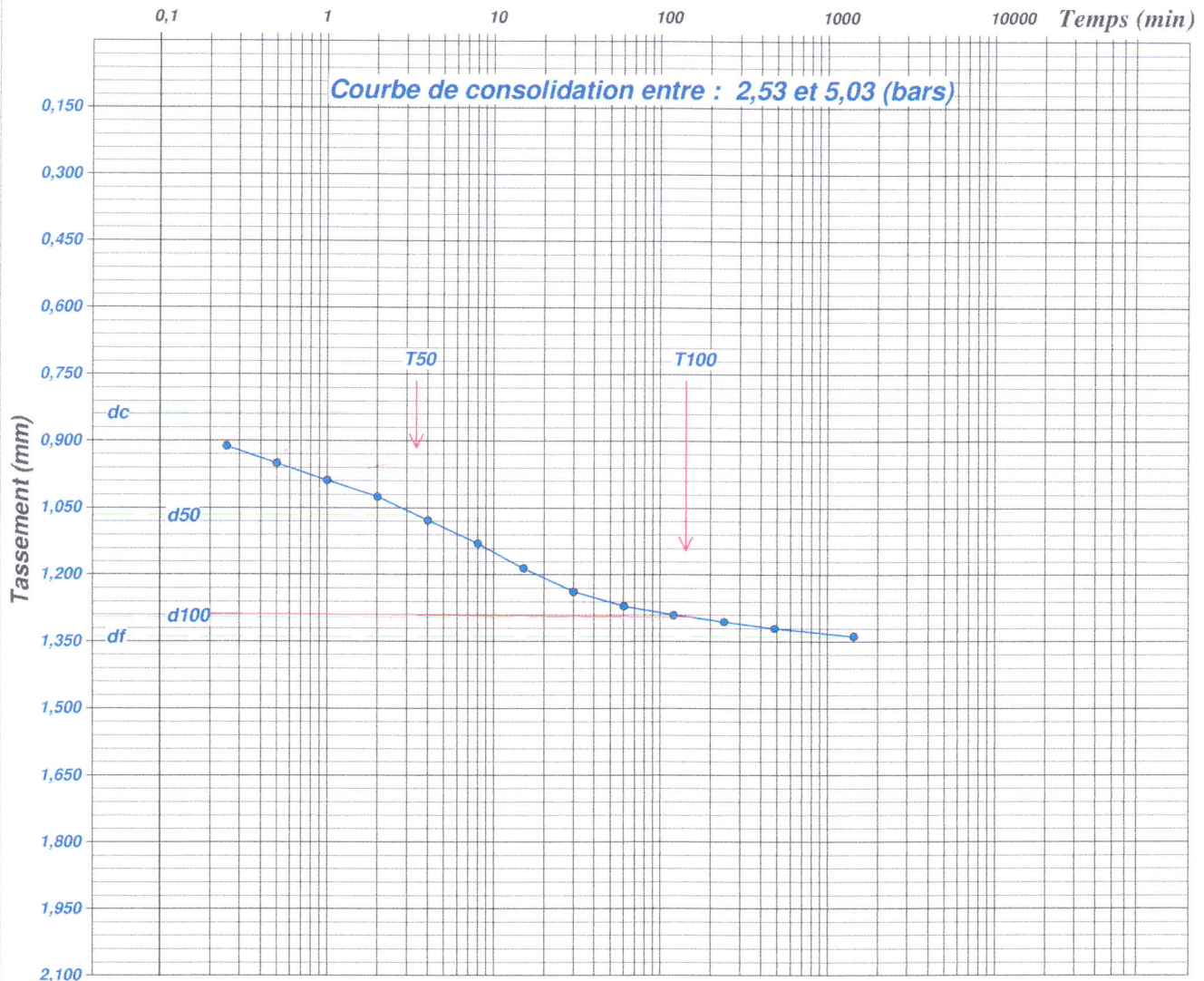
Lieu : BEJAIA

Client : /

Réf Sondage : 01

Profondeur : 6,50/7,00

Date essai : 19/07/22



Coefficient de consolidation C_v :

$$C_v = \frac{0,197 \left(\frac{H - M}{2} \right)^2}{T_{50}} = 1,23 \text{ E-03 (cm}^2\text{/sec)}$$

$T_{50} = 204 \text{ sec}$

$T_{100} = 8491 \text{ sec}$

$H - M = 1,997 \text{ cm}$

Ref. Chantier :	
Sondage :	
Profondeur :	
Type de prélèvement :	SONDAGE
Nature :	



**Laboratoire National
De l'Habitat
Et De La Construction**

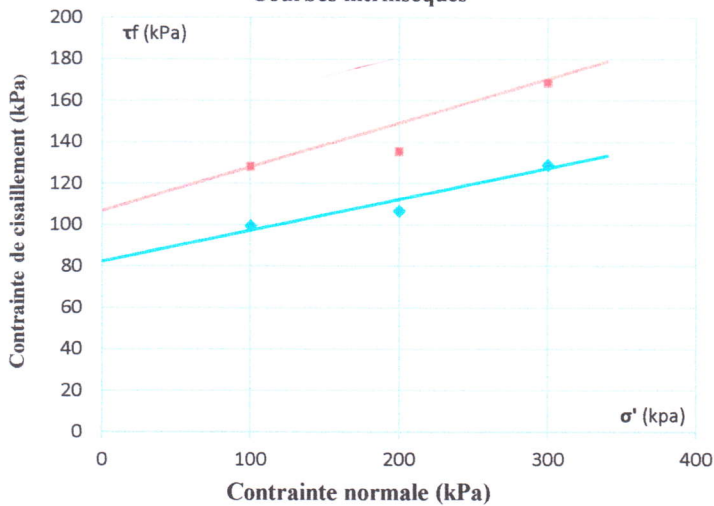
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai	CD		Eprouvette	
vitesse de cisaillement	0,025	mm/min	Section :	28,27 mm ²
ρs estimée	2,70	(Mg/m ³)	hauteur :	20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après cisaillement ρd (Mg/m ³)	Après cisaillement W (%)	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	ρh (Mg/m ³)	ρd (Mg/m ³)	W (%)	e	Sr (%)				τ _{cp} (kPa)	δ _{cp} (mm)	τ _{cf} (kPa)	δ _{cf} (mm)
1	1,84	1,45	26,5	0,86	83,7	1,44	28,5	100,0	128,0	2,5	99,6	5,0
2	1,84	1,46	26,4	0,85	83,6	1,45	27,6	200,0	135,3	2,0	106,9	5,0
3	1,85	1,46	26,7	0,85	84,8	1,47	26,0	300,0	168,5	2,5	129,0	5,0

Courbes intrinsèques

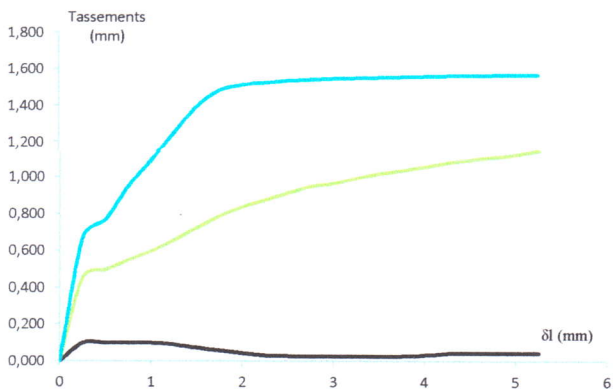


RESULTATS

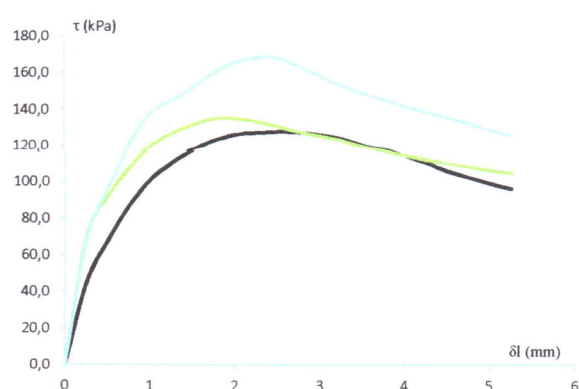
Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
Ci = 107 kPa	Ci = 82 kPa
Φi = 12 °	Φi = 9 °

Ci Cohésion
Φi Angle de frottement

Tassements/déplacements



Contrainte de cisaillement/déplacement



Charge d'essai : DAIBOUN S K Commentaires :
Date : 02/08/2022



Client : /

Projet : **ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA**

Endroit : **BEJAIA**

N° Projet : **35-22-0007**

Réf. Client :

N° rapport :

Sondage n° : 02

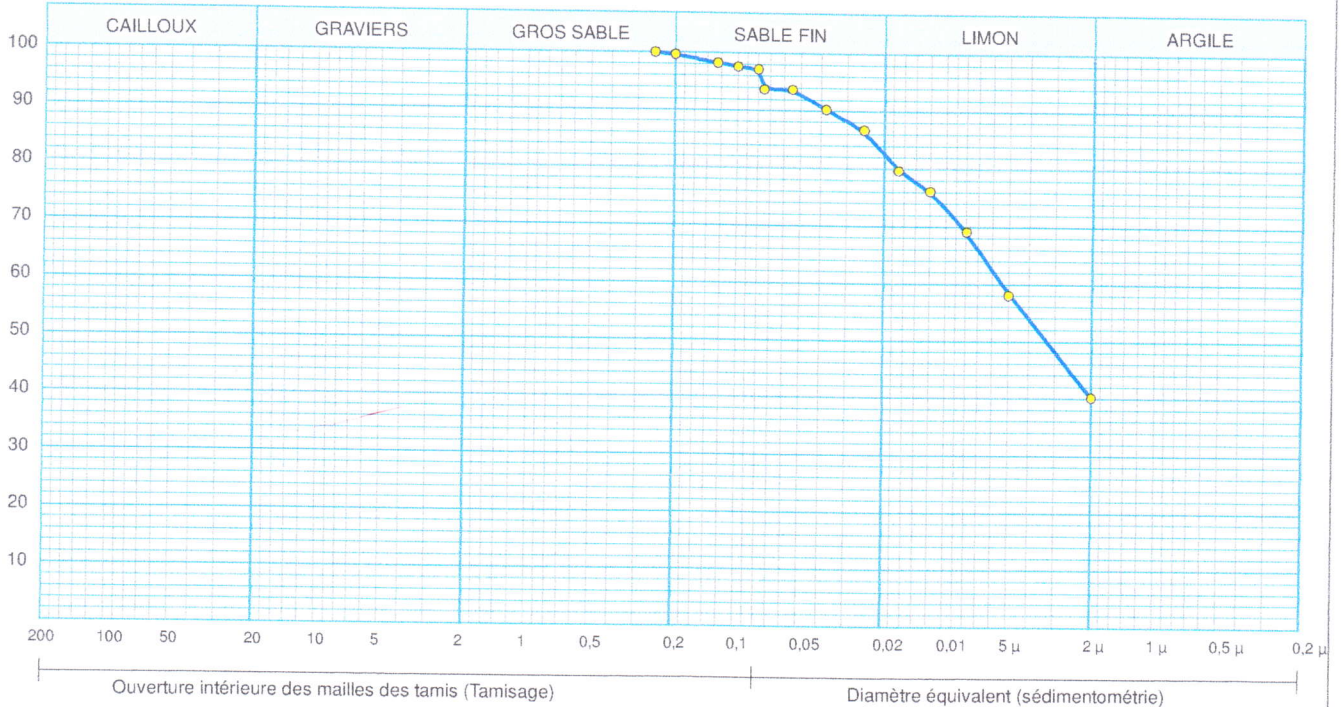
Profondeur : 20.20/20.80

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 02/08/22

—●— Sondage: 02 : 20.20/20.80



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
0,25	100,00	80,00 µm	97,20
0,20	99,60	75,00 µm	93,69
0,125	98,20	55,00 µm	93,69
0,10	97,60	38,00 µm	90,19
		25,00 µm	86,68
		17,00 µm	79,67
		12,00 µm	76,16
		8,00 µm	69,15
		5,00 µm	58,04
		2,00 µm	40,15

Remarque :

Préparé par :

RENSADI S

Approuvé par :

BAHKAOUCHA DJ

Date :

02/08/22



Client :
 Projet : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA
 Endroit :

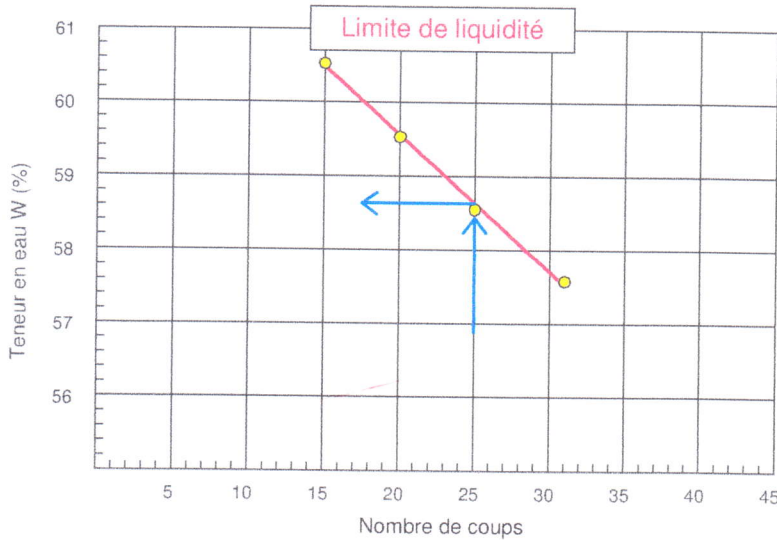
N° Projet : 35/2022

Sondage n° : 02
 Profondeur : 31.00/31.00
 Nature :

Date essais : 07/08/22

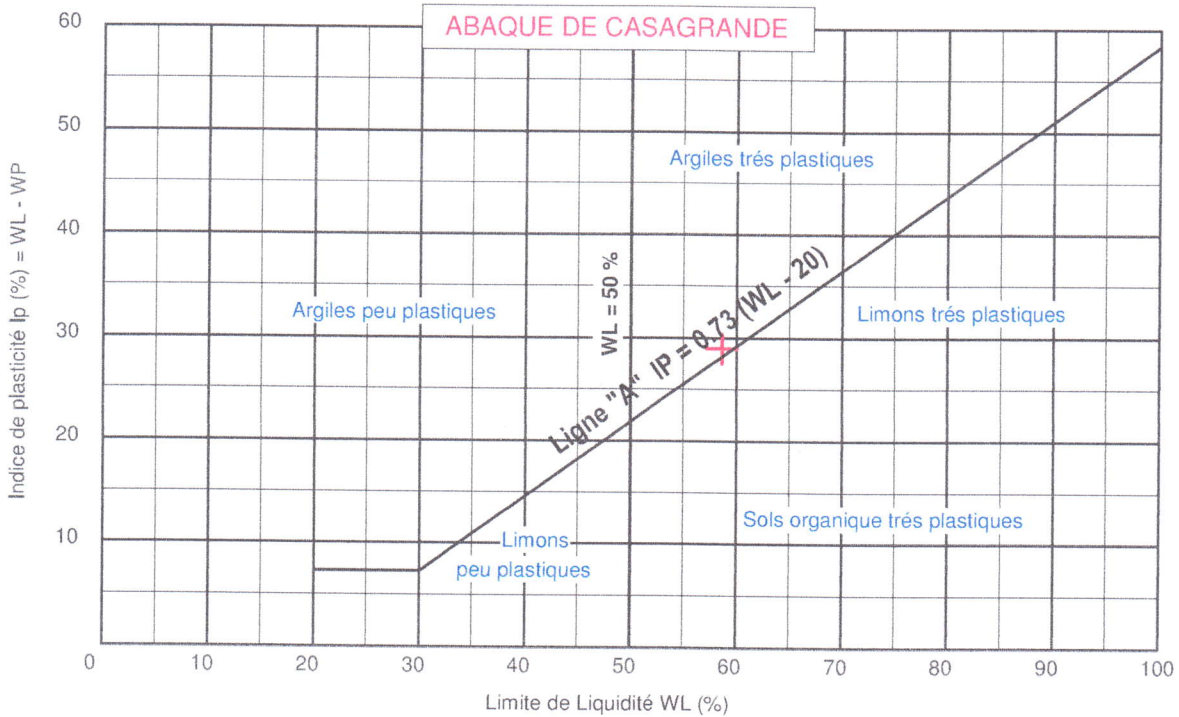
Limite de Liquidité (%) : WL = 58,63
 Limite de Plasticité (%) : WP = 29,71
 Indice de Plasticité (%) : IP = 28,92

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 23.09



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	29,43
2	29,83
3	29,88



Soltestis 2013

Remarque :

Préparé par :
 DAIBOUN S K

Approuvé par :
 BOUKOUCHA DJ

Date :
 08/08/22

COURBE DE CONSOLIDATION

Méthode de Casagrande

Norme : XP P 94-090-1

Etude : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA

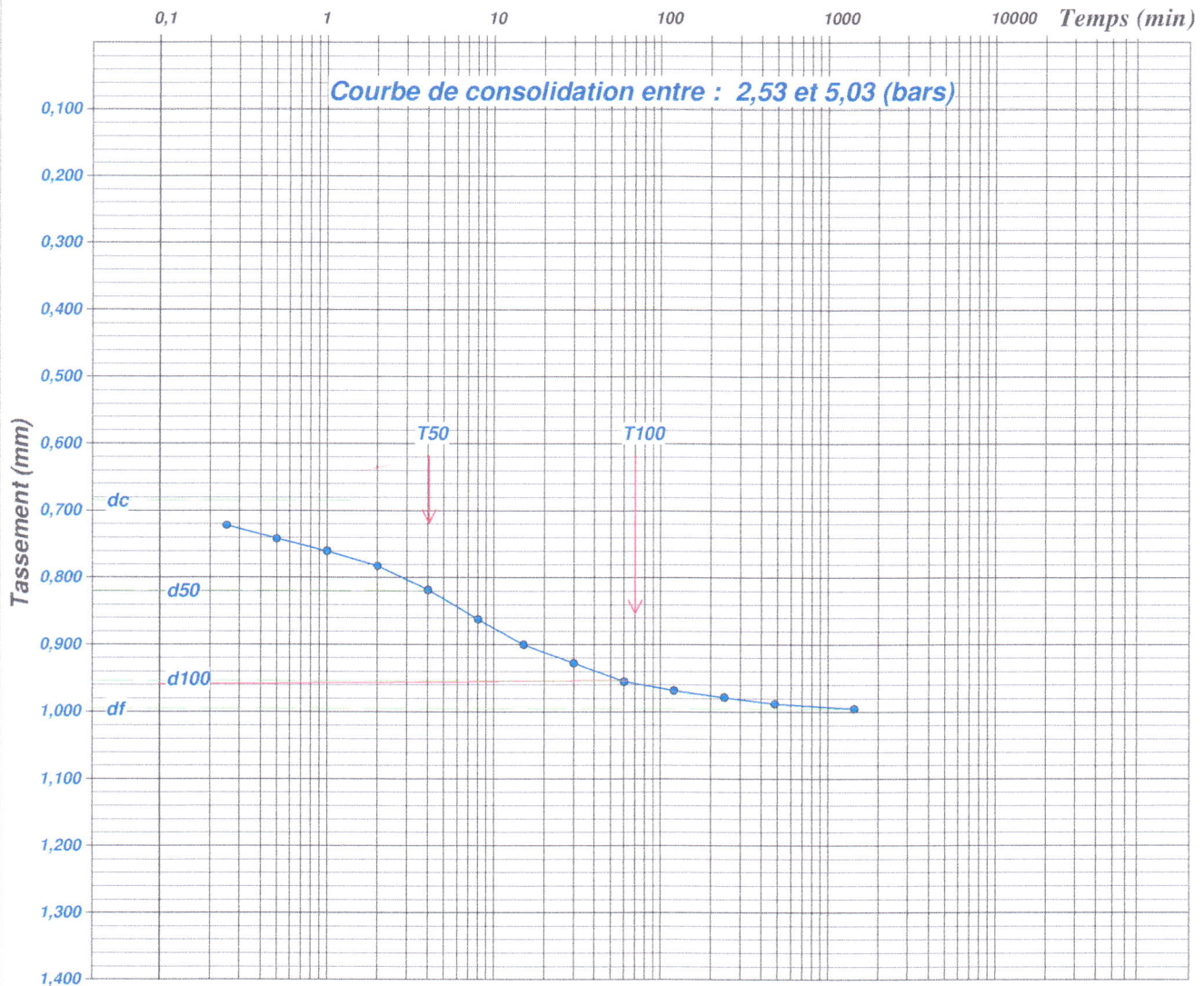
Lieu : BEJAIA

Client : /

Réf Sondage : 02

Profondeur : 22,00/23,00

Date essai : 09/08/22



Coefficient de consolidation C_v :

$$C_v = \frac{0,197 \left(\frac{H - M}{2} \right)^2}{T_{50}} = 1,16 \text{ E-}03 \text{ (cm}^2\text{/sec)}$$

$T_{50} = 242 \text{ sec}$

$T_{100} = 4183 \text{ sec}$

$H - M = 1,911 \text{ cm}$

Ref. Chantier :	ENSEMBLE PROMO IMMOB EDIMCO BEJAIA		
Sondage :	2		
Profondeur :	22.00/20.80		
Type de prélèvement :	SONDAGE		
Nature :			



Laboratoire National
De l'Habitat
Et De La Construction

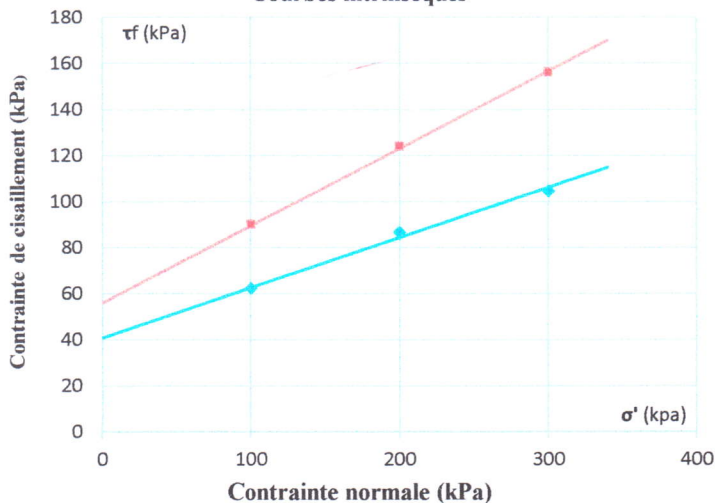
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai	CD		Eprouvette	
vitesse de cisaillement	0,025	mm/min	Section :	28,27 mm ²
ps estimée	2,70	(Mg/m ³)	hauteur :	20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après cisaillement	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	ρh (Mg/m ³)	ρd (Mg/m ³)	W (%)	e	Sr (%)				ρd (Mg/m ³)	W (%)	τ _{fp} (kPa)	δ _{fp} (mm)
1	1,83	1,44	27,1	0,87	83,9	1,52	30,7	100,0	90,0	1,3	62,3	5,0
2	1,84	1,45	27,3	0,87	85,0	1,66	29,0	200,0	124,0	1,3	86,7	5,0
3	1,84	1,44	27,8	0,87	85,8	1,70	19,6	300,0	156,1	2,0	104,7	5,0

Courbes intrinsèques



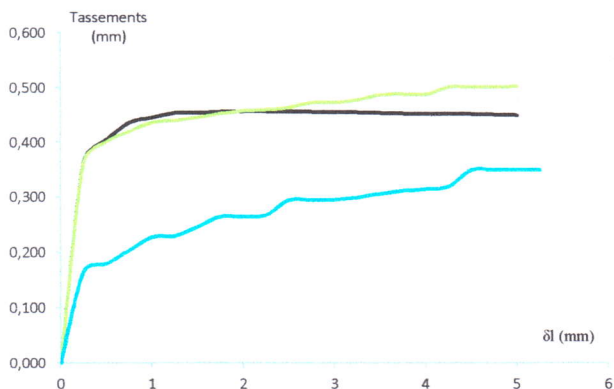
RESULTATS

Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
Ci = 56 kPa	Ci = 41 kPa
Φi = 19 °	Φi = 12 °

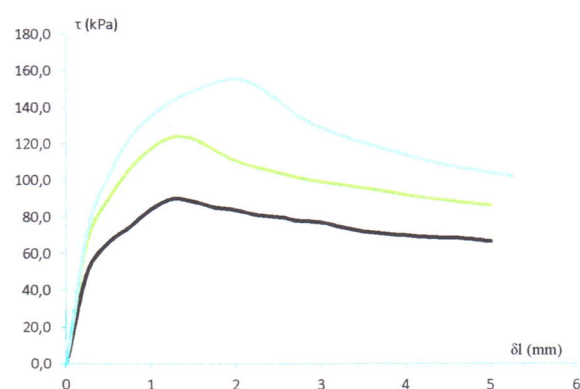
Ci Cohésion

Φi Angle de frottement

Tassements/déplacements



Contrainte de cisaillement/déplacement



Charge d'essai : DAIBOUN S K Commentaires :

Date : 03/08/2022

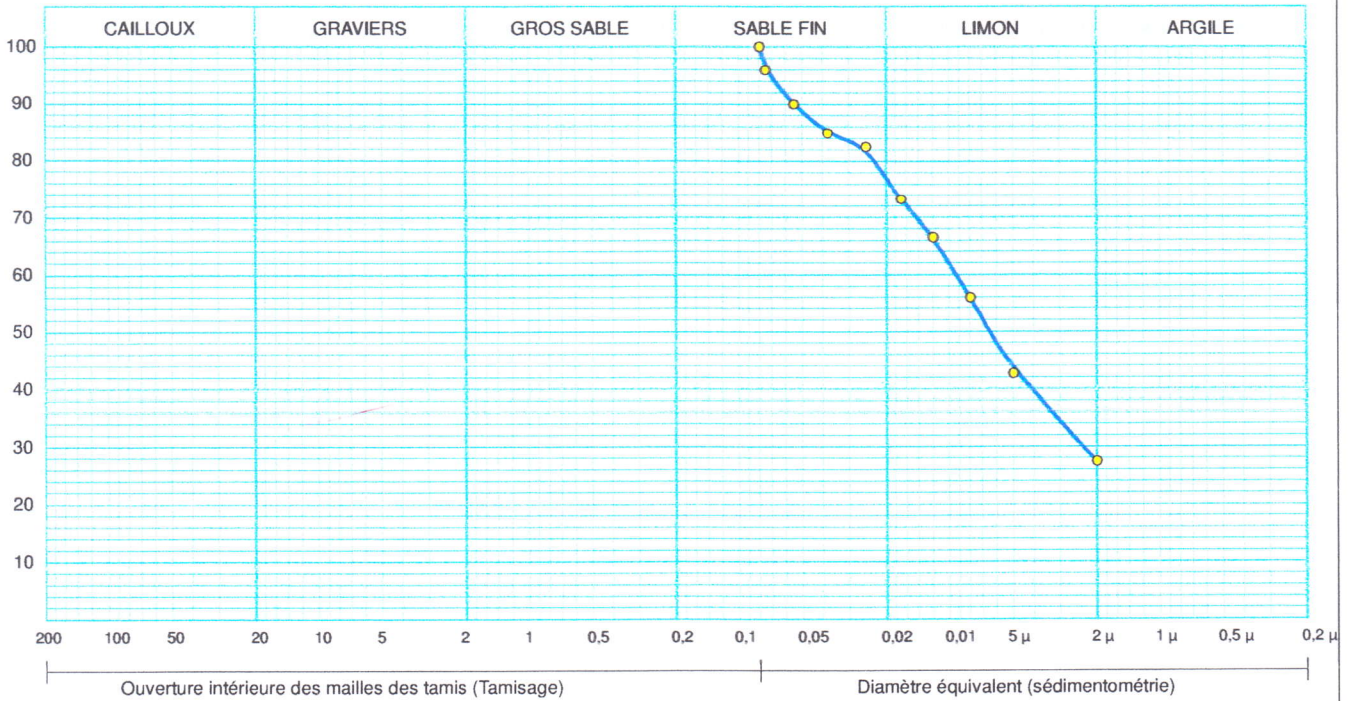


Client :
Projet : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA
Endroit : BEJAIA

N° Projet : 35-22-0007
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : 03
 Profondeur : 25.00/26.00
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 30/08/22

—●— Sondage: 03 : 25.00/26.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
		80,00 μm	100,00
		75,00 μm	95,98
		55,00 μm	89,94
		38,00 μm	84,91
		25,00 μm	82,56
		17,00 μm	73,18
		12,00 μm	66,47
		8,00 μm	55,98
		5,00 μm	42,69
		2,00 μm	27,46

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :
 BENSADI S

Approuvé par :
 BOUKOUCHA DJ

Date :
 07/09/22



Client :

N° Projet : 35/2022

Projet : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA

Endroit :

Sondage n° : 03

Date essais : 01/09/22

Profondeur : 18.00/19.50

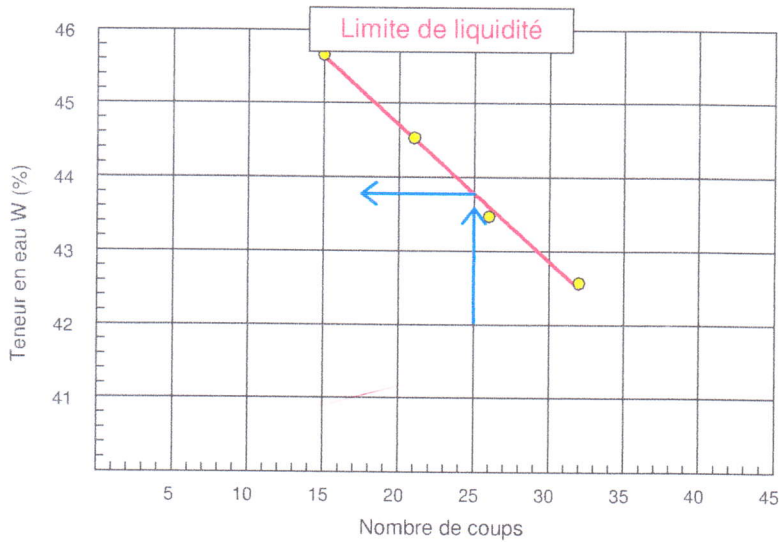
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 43,78

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 28,28

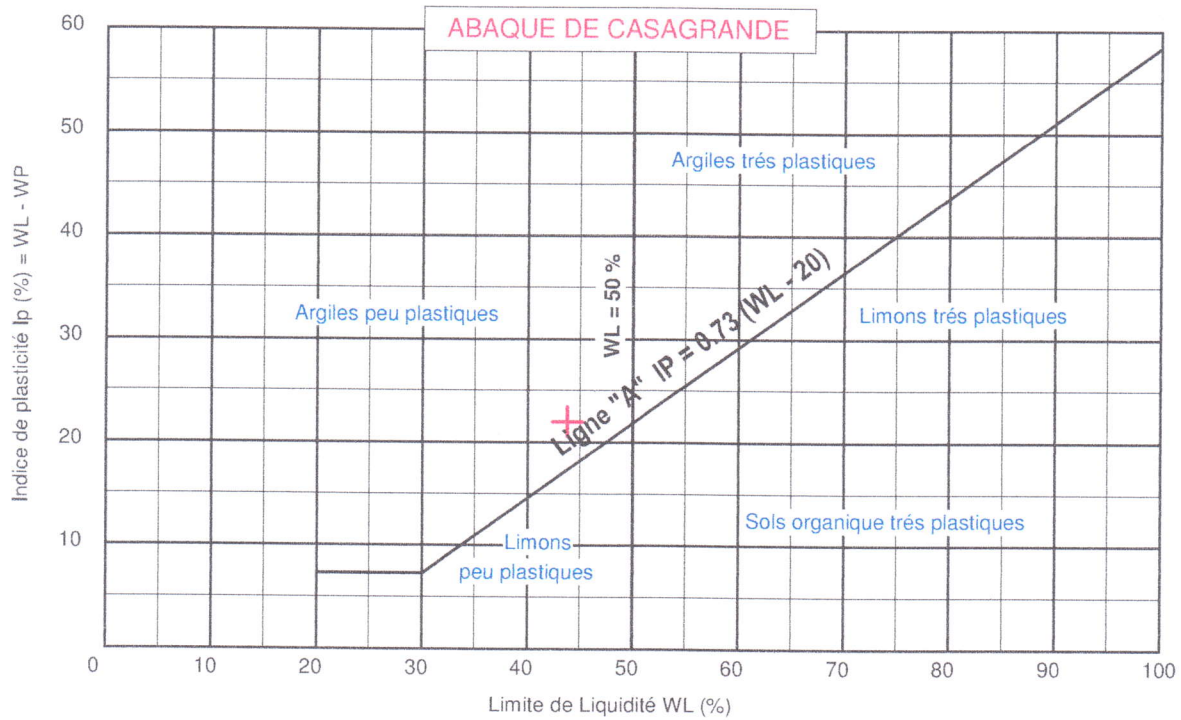
Limite de Plasticité (%) : WP = 21,80

Indice de Plasticité (%) : IP = 21,98



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	21,74
2	21,92
3	21,75



Remarque :

Préparé par :
BENSADI S

Approuvé par :
BOUKOUCHA DJ

Date :
05/09/22

Ref. Chantier :	ENSEMBLE PROMO IMMOB EDIMCO BEJAIA	
Sondage :	3	
Profondeur :	18,00/19,00	
Type de prélèvement :	SONDAGE	
Nature :		



**Laboratoire National
De l'Habitat
Et De La Construction**

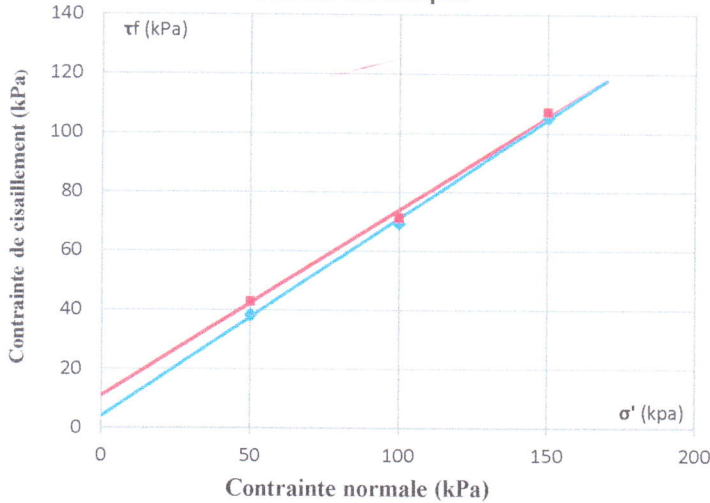
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai	CD		Eprouvette	
vitesse de cisaillement	0,025	mm/min	Section :	28,27 mm ²
ps estimée	2,70	(Mg/m ³)	hauteur :	20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après cisaillement	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	ρh (Mg/m ³)	ρd (Mg/m ³)	W (%)	e	Sr (%)				ρd (Mg/m ³)	W (%)	τ _{Ep} (kPa)	δ _{Ep} (mm)
1	1,82	1,41	29,4	0,92	86,1	1,59	27,9	50,0	42,7	1,8	38,3	5,0
2	1,84	1,40	31,8	0,93	92,0	1,72	27,2	100,0	71,2	3,5	69,4	5,0
3	1,85	1,40	32,0	0,93	92,9	1,74	26,0	150,0	107,0	4,0	105,2	5,0

Courbes intrinsèques

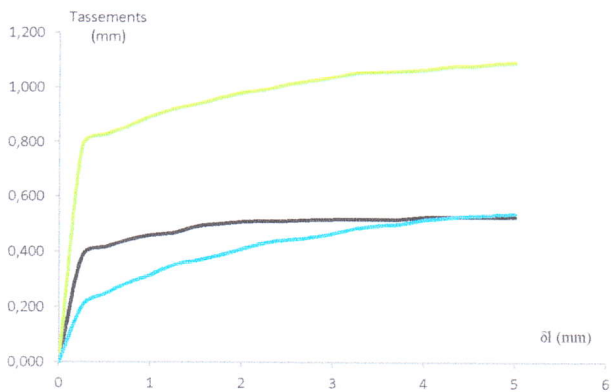


RESULTATS

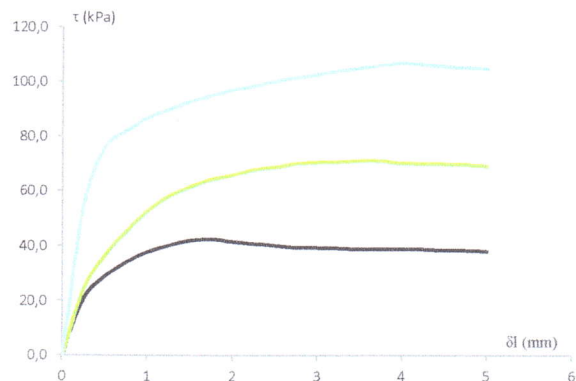
Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
Ci = 11 kPa	Ci = 4 kPa
Φi = 32 °	Φi = 34 °

Ci Cohésion
Φi Angle de frottement

Tassements/déplacements



Contraite de cisaillement/déplacement



Charge d'essai : DAIBOUN S K Commentaires :
Date : 06/09/2022

Ref. Chantier :	ENSEMBLE PROMO IMMOB EDIMCO BEJAIA	
Sondage :	3	
Profondeur :	18.00/19.50	
Type de prélèvement :	SONDAGE	
Nature :		



Laboratoire National
De l'Habitat
Et De La Construction

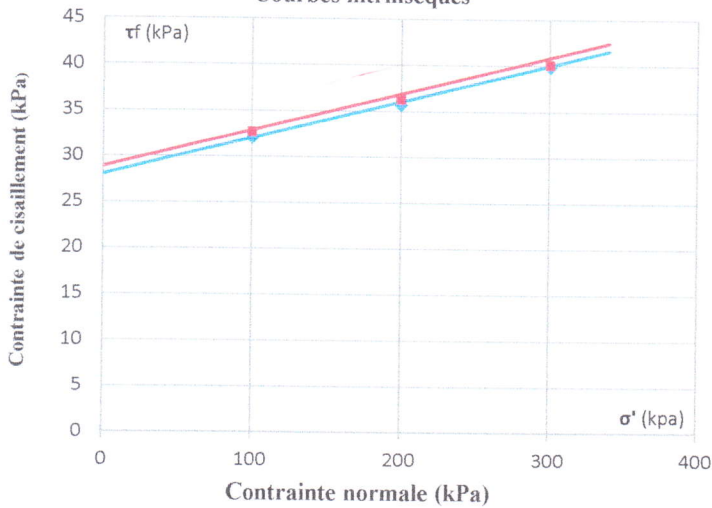
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai	UU		Eprouvette	
vitesse de cisaillement	1	mm/min	Section :	28,27 mm ²
ρs estimée	2,70	(Mg/m ³)	hauteur :	20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après cisaillement	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement				
	Ep	ρh (Mg/m ³)	ρd (Mg/m ³)	W (%)	e				Sr (%)	ρd (Mg/m ³)	W (%)	τ _{Ep} (kPa)	δ _{Ep} (mm)
1		1,79	1,38	29,9	0,96	84,2	1,35	29,9	100,0	32,6	3,3	32,0	5,0
2		1,80	1,42	27,2	0,91	81,2	1,37	30,7	200,0	36,2	5,5	35,7	5,0
3		1,80	1,39	30,2	0,95	86,0	1,42	23,2	300,0	40,1	5,3	39,9	5,0

Courbes intrinsèques



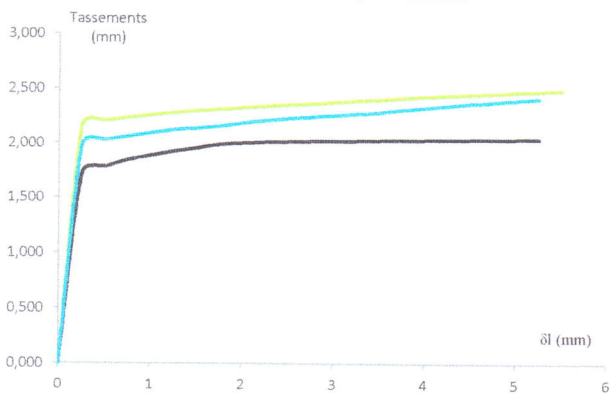
RESULTATS

Valeurs de pic	Valeurs finales à 5 mm
Ci = 29 kPa	Ci = 28 kPa
Φi = 2 °	Φi = 2 °

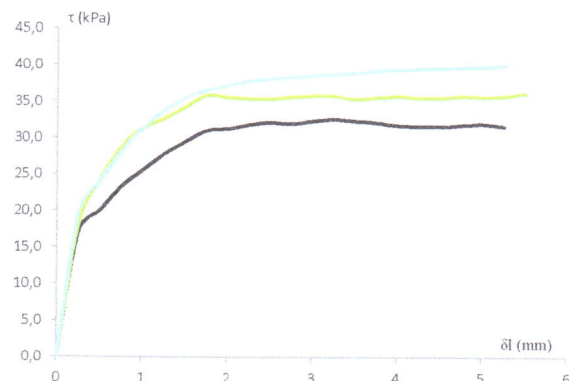
Ci Cohésion

Φi Angle de frottement

Tassements/déplacements



Contrainte de cisaillement/déplacement



Charge d'essai : DAIBOUN S K Commentaires :
Date : 30/08/2022

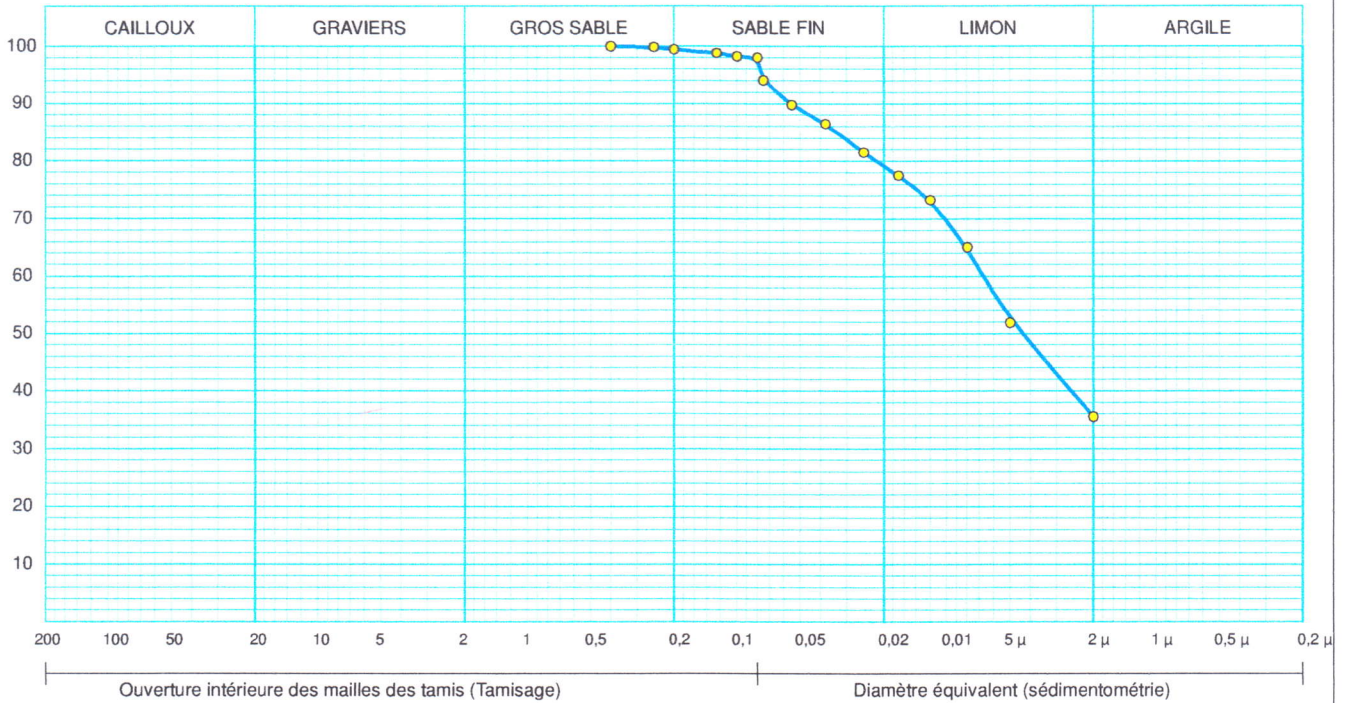


Client : /
Projet : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA
Endroit : BEJAIA

N° Projet : 35-22-0007
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : 04
 Profondeur : 31.50/32.00
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 14/09/22

—●— Sondage: 04 : 31.50/32.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
0,40	100,00	80,00 μm	98,00
0,25	99,80	75,00 μm	94,04
0,20	99,40	55,00 μm	89,76
0,125	98,80	38,00 μm	86,46
0,10	98,20	25,00 μm	81,51
		17,00 μm	77,55
		12,00 μm	73,27
		8,00 μm	65,05
		5,00 μm	51,91
		2,00 μm	35,53

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client :

N° Projet : 35/2022

Projet : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA

Endroit :

Sondage n° : 04

Date essais : 15/09/22

Profondeur : 27.20/27.90

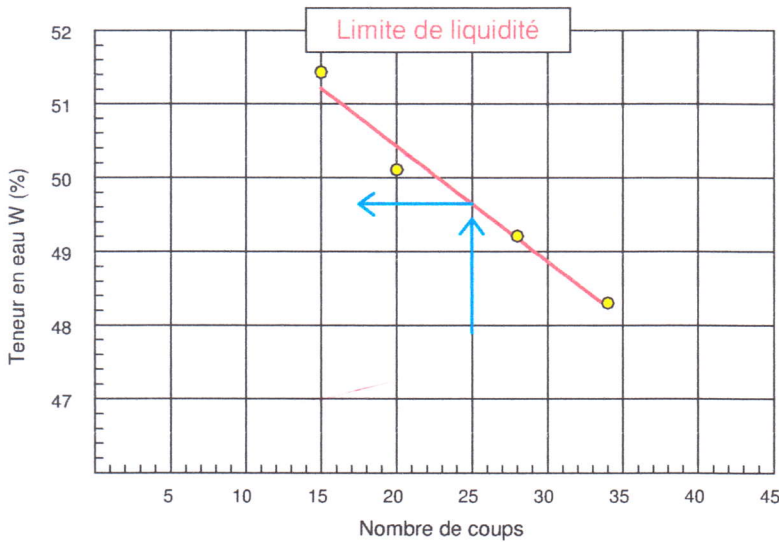
Nature :

Limite de Liquidité (%) : **WL = 49,65**

Teneur en eau naturelle (%) : **Weau = 21,98**

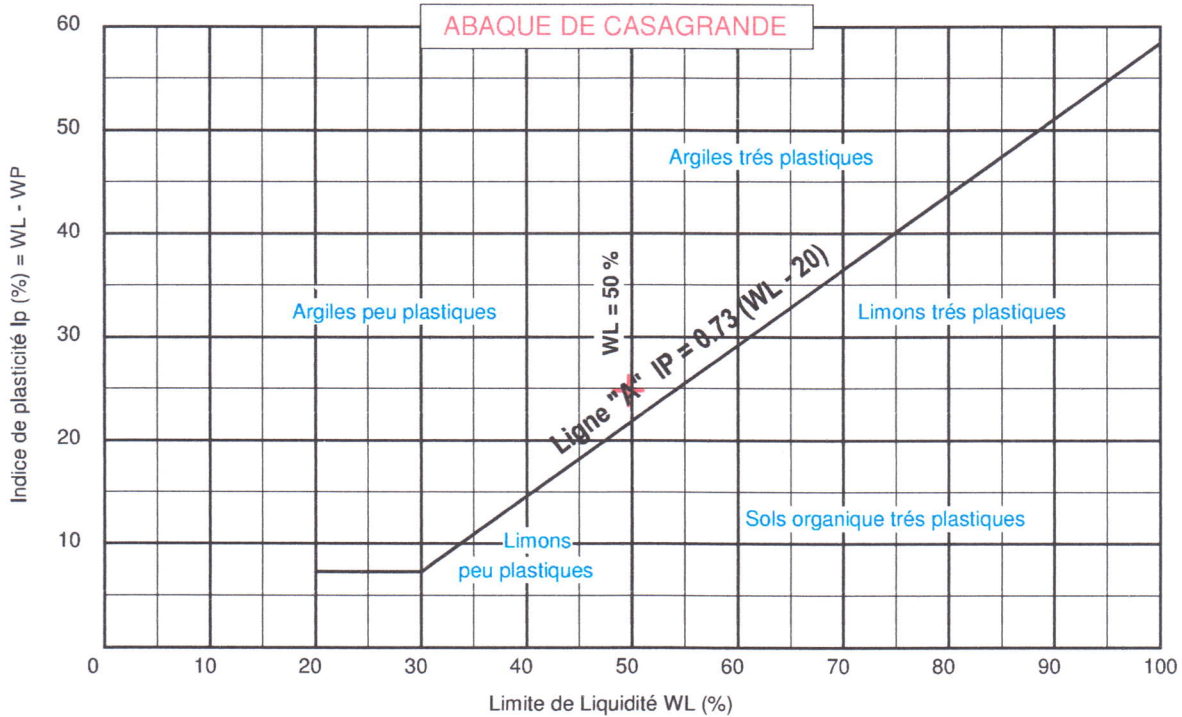
Limite de Plasticité (%) : **WP = 24,83**

Indice de Plasticité (%) : **IP = 24,82**



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	24,78
2	24,95
3	24,75



Softests 2013

Remarque :

Préparé par :
 BENSADI S

Approuvé par :
 BOUKOUCHA DJ

Date :
 18/09/22

ESSAI OEDOMETRIQUE

(Selon XP P 94-090-1)

Etude : ENSEMBLE PROMOTIONNEL EDIMCO BEJAIA

Lieu : BEJAIA

Client : /

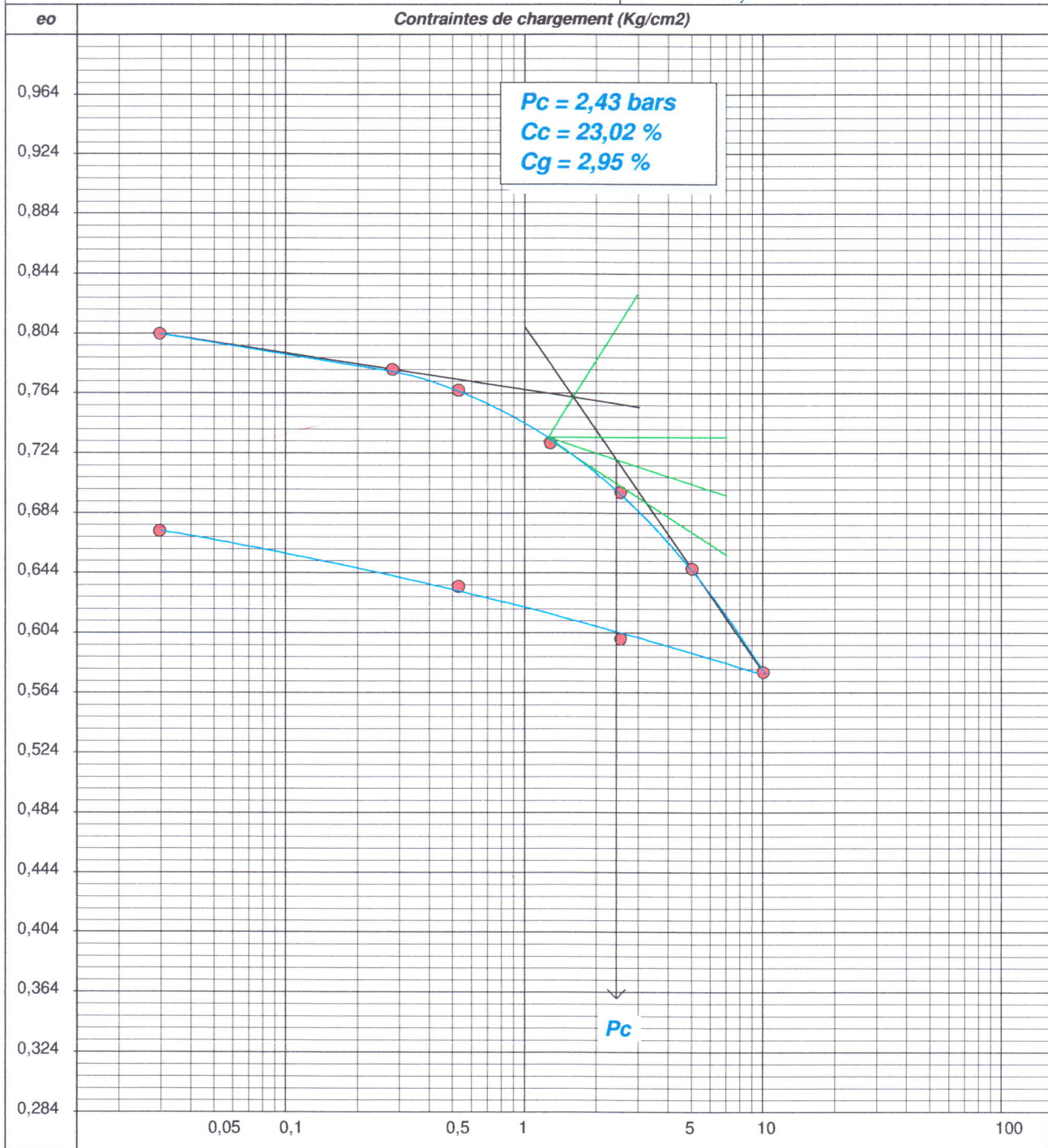
Nature :

Réf Sondage : 04

Profondeur : 14,20/14,90

Date essai : 09/08/22

Opérateur : DAIBOUN S K



Ref. Chantier :	ENSEMBLE PROMO IMMOB EDIMCO BEJAIA	
Sondage :	4	
Profondeur :	6.50/7.00	
Type de prélèvement :	SONDAGE	
Nature :		



**Laboratoire National
De l'Habitat
Et De La Construction**

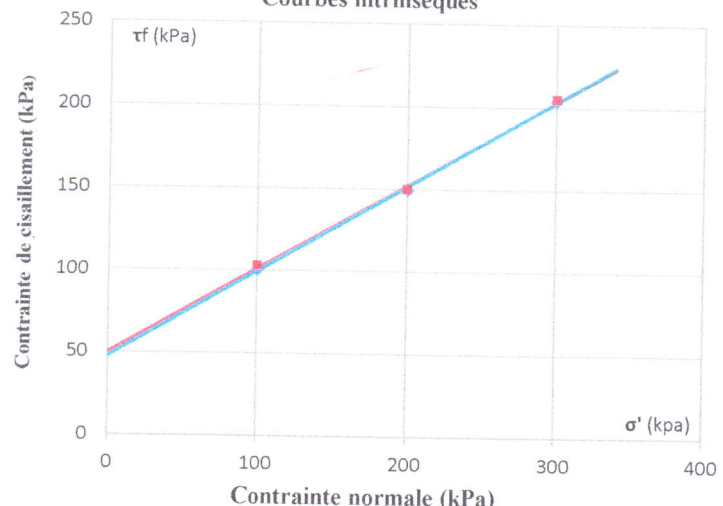
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai	CD		Eprouvette	
vitesse de cisaillement	0,025	mm/min	Section :	28,27 mm ²
ps estimée	2,70	(Mg/m ³)	hauteur :	20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après cisaillement	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	ph (Mg/m ³)	ρd (Mg/m ³)	W (%)	e	Sr (%)				ρd (Mg/m ³)	W (%)	τ _{f,p} (kPa)	δ _{f,p} (mm)
1	1,86	1,55	20,4	0,74	74,1	1,67	24,6	100,0	102,7	5,5	100,4	5,0
2												
3	1,92	1,59	20,7	0,69	80,5	1,72	29,2	300,0	205,2	5,3	204,3	5,0

Courbes intrinsèques

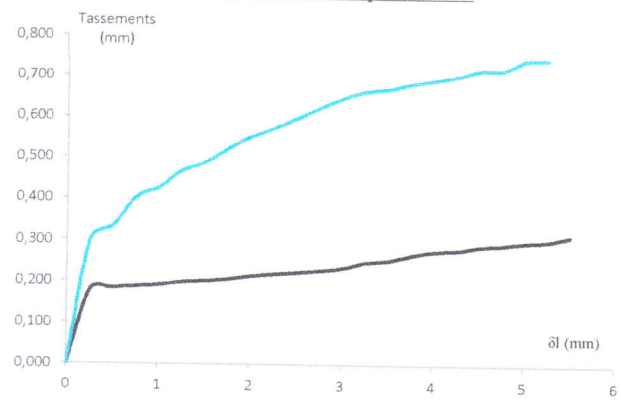


RESULTATS

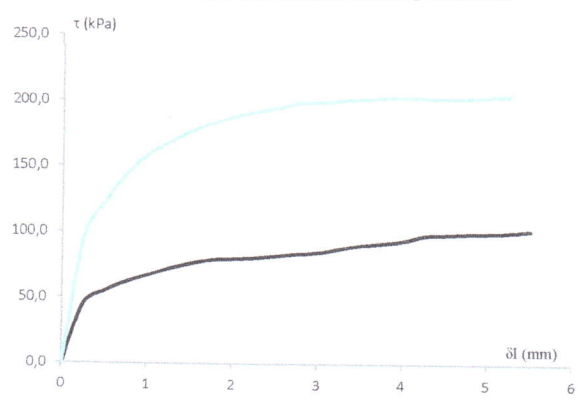
Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
Ci = 50 kPa	Ci = 48 kPa
Φi = 27 °	Φi = 27 °

Ci Cohésion
Φi Angle de frottement

Tassements/déplacements



Contrainte de cisaillement/déplacement



Charge d'essai : DAIBOUN S K Commentaires :
Date : 21/07/2022